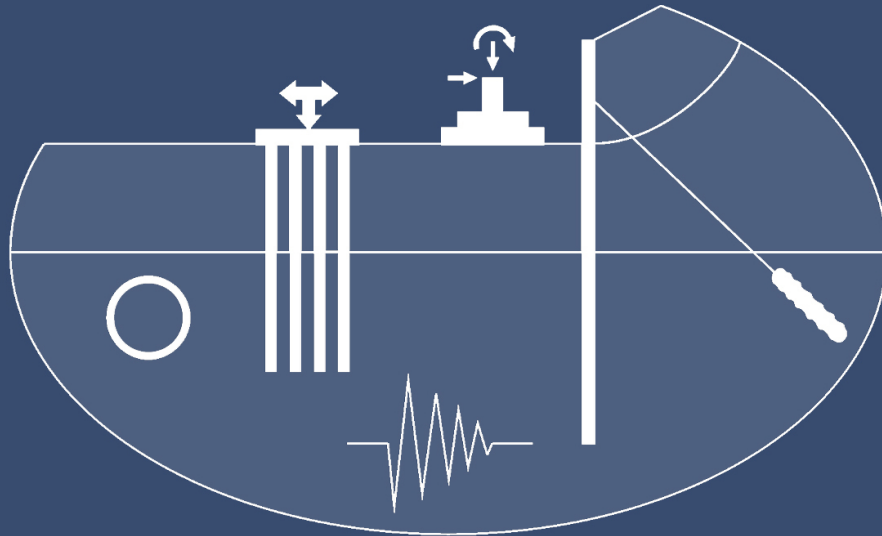


DOI:10.32347/0475-1132.48.2024

ISSN 0475-1132 (PRINT)

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА
І АРХІТЕКТУРИ

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND
ARCHITECTURE



ОСНОВИ ТА
ФУНДАМЕНТИ

BASES AND
FOUNDATIONS

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ
ЗБІРНИК

SCIENTIFIC AND TECHNICAL
JOURNAL

ВИПУСК

48

ISSUE

2024

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 48

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2024

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 48. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2024. 152 с. DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024

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 № 20 від 28.06.2024 року.

Редактор набору: Василь Підлуцький, Людмила Бондарева
Дизайн обкладинки: Віталій Ручківський
Лінгвістичний консультант: Людмила Бондарева

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний
університет будівництва і
архітектури, 2024

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

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 48

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2024

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 48. Edited by Igor Boyko.
K. KNUCA, 2024. 152 p. DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024

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. 20 від 28.06.2024

Typeset: Vasyl Pidlutskyi, Liudmyla Bondareva
Cover design: Vitalii Ruchkivskyi
Linguistic consultant: Liudmyla Bondareva

UDK 624.15

BBK 38.58

O-75

© Kyiv National University of
Construction and Architecture, 2024

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

ПЕРЕДМОВА

Геотехнічні виклики у будівництві в результаті військової агресії московії.

В Україні більше 10 років йде війна з варварами московії. Війна зумовила появу нових проблемних задач у будівництві, особливо в Геотехніці:

1. В багатьох регіонах від вибухових хвиль зазнали руйнувань будинки і споруди, ґрунти основи змінили свої властивості, що безумовно, вплинуло на надійність їх експлуатації.

2. На окремих територіях змінився рівень ґрунтової і поверхневої води (підрич дамби Каховського водосховища), що вплинуло на властивості ґрунтів.

3. Сьогодні слід звертати увагу на появу додаткових нових впливів на водонасичену піщану основу, в якій генеруються пікові значення, коли змінюється завантаження вагонів метро в межах доби. Такі деформації зумовлені розрідженням піщаного ґрунту (резонанс).

4. При проектуванні і реконструкції геотехнічних об'єктів рекомендовано передбачати укриття для мешканців і працівників підприємств. Надійне укриття може впливати на жорсткість каркасу або структури будівлі, тобто поява захисних конструкцій від вибухової хвилі (потужних бомб) може суттєво змінити взаємодії елементів системи «основа-фундамент-підземні споруди-надземні конструкції».

5. В умовах воєнного сьогодення і в складних геологічних умовах з метою підвищення надійності геотехнічних об'єктів рекомендується обов'язково виконувати розрахунок спільної роботи елементів системи «основа-фундамент-надземні структури» (О-Ф-НС).

Ігор Бойко,
д.т.н., професор,
Відповідальний редактор,
Професор кафедри Геотехніки

ЗМІСТ

Віктор НОСЕНКО, Артур МАЛАМАН <i>Використання плоских та просторових розрахункових моделей для числового моделювання підірних стін в умовах щільної міської забудови</i>	9-20
Олександр САМОРОДОВ, Сергій ТАБАЧНИКОВ <i>Модель ґрунтової основи поряд розташованих різноповерхових споруд</i>	21-31
Алла МОРГУН, Іван МЕТЬ <i>Геотехнічні питання дослідження технічного стану споруди на слабких ґрунтах за методом граничних елементів</i>	32-38
Василь ПІДЛУЦЬКИЙ, Василь БЕГАН <i>Вплив методів деформування ґрунтової основи на формування напружено-деформованого стану підірних стін</i>	39-47
Ірина МАЄВСЬКА, Наталя БЛАЩУК, Олександр ШМУНДЯК <i>Аналіз ефективності використання коротких паль у складі стовпчастого пальового фундаменту</i>	48-60
Людмила БОНДАРЕВА, Іван ЗІМЕНКО, Костянтин БОНДАРЕВ <i>Інтерпретації даних сучасних методів польових досліджень ґрунтів</i>	61-74
Олександр САМОРОДОВ, Ольга ГАВРИЛЮК <i>Чисельні дослідження розподільчої здатності суцільної лінійно-деформованої моделі ґрунтової основи великорозмірних плитних фундаментів</i>	75-85
Остап КАШОЇДА, Вероніка ЖУК <i>Дослідження напружено-деформованого стану лесової основи позацентрово навантаженого фундаменту вежі при врахуванні можливого водонасичення ґрунту</i>	86-99
Олександр ГАВРИЛЮК, Дмитро НЕЧИПОРЕНКО, Вероніка ЖУК <i>Напружено-деформований стан конструкцій будинку з врахуванням можливої локальної відмови елемента</i>	100-115
Андрій РАЩЕНКО, Тетяна ДИПТАН <i>Підсилення ґрунтової основи – підготовки під дорожнє покриття діючого підприємства</i>	116-128
Олег МАЛИШЕВ, Антон МІРОШНИЧЕНКО <i>Влаштування штучної основи промислових підлог</i>	129-138
Павло СОРОКА <i>Особливості використання бурових паль малого діаметру для ефективного вирішення геотехнічних задач</i>	139-149

Використання плоских та просторових розрахункових моделей для числового моделювання підпірних стін в умовах щільної міської забудови

Віктор НОСЕНКО¹, Артур МАЛАМАН²

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

¹v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846

²armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.09-20

Анотація. В сучасних реаліях будівництво багатоповерхових будинків все частіше доводиться виконувати в умовах щільної міської забудови. Оскільки висотні будівлі характеризуються наявністю глибоких котлованів то виникає необхідність підбору параметрів огороджуючих конструкцій (підпірних стін) та врахування впливу влаштування котловану та огороджуючих конструкцій на існуючу забудову.

Для оцінки впливу вибору розмірності розрахункової схеми при проектуванні глибокого котловану і оцінки його впливу на існуючу забудову та підбору ефективних параметрів огороджуючих конструкцій було виконано числове моделювання напружено-деформованого стану (НДС) елементів «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» при різних варіантах розмірності (плоска двовимірна та просторова тривимірні) розрахункові схеми.

Моделювання виконувалося методом скінчених елементів з використанням нелінійної моделі деформування ґрунтів у програмному комплексі «Plaxis».

Оскільки в межах ділянки будівництва складні ґрунтові умови (наявність значної товщі пластичних та текучих глинистих ґрунтів та потужних водоносних горизонтів) при моделюванні було враховано рівень ґрунтових вод в межах будівельного майданчика та відповідно змодельовано ефект водозниження при розробці котловану для більш коректної оцінки напружено-деформованого стану елементів огороження котловану та впливу на існуючі споруди.

Числові розрахунки підпірних стін передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану.



Віктор НОСЕНКО
завідувач кафедри
геотехніки
доцент, к.т.н.



Артур МАЛАМАН
аспірант кафедри
геотехніки.

Дослідження показали, що використання просторової скінчено-елементної моделі системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» надає можливість більш коректно та ефективно оцінити напружено-деформований стан елементів системи завдяки урахуванню просторової жорсткості елементів огороження котловану та фундаментів існуючих споруд.

Значення переміщень підпірних стін отриманих за розрахунком просторової скінчено-елементної моделі (СЕМ) менші на 20% за значення, отриманні з використанням плоскої СЕМ. Значення згинальних моментів на отриманих за розрахунком просторової СЕМ менші на 10% за значення, отриманні з використанням плоскої СЕМ.

Ключові слова: підпірні стіни, числове моделювання, щільна забудова, просторова жорсткість.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Будівництво в умовах щільної забудови завжди має певні складності, особливо якщо це висотне будівництво. Основною метою при влаштуванні котловану в таких умовах є забезпечення його стійкості, та максимальне зменшення додаткових деформацій існуючих будівель при його влаштуванні. В сучасних умовах з використанням числового моделювання можливо ефективно оцінити напружено-деформований стан елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану», та запропонувати ефективне проектно рішення огороження котловану.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В роботах І.П. Бойка [3], Л.О. Бондаревої [2], Н.В. Блащук [1], В.С. Носенка [5] та В.В. Ручківського [6] розглянуто взаємодію підпірних стін з ґрунтовим середовищем та існуючою забудовою.

В роботі Ю.Л. Винникова [4] розглянуто вплив розробки глибокого котловану на напружено-деформований стан огороження котловану.

У праці Кондера [7] висвітлено питання використання нелінійних моделей ґрунтового середовища.

Опис та формулювання моделі деформування ґрунтового середовища Hardening soil model (HSM), а саме врахування зміни модуля деформації ґрунту в залежності від рівня напружень, представлено у праці Т. Шанза [8].

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є оцінка впливу вибору розмірності розрахункової схеми (плоска двовимірна або просторова тривимірна) при числовому моделюванні напружено-деформованого стану елементів «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» для проектування глибокого котловану і оцінки його впливу на існуючу забудову.

ЗАДАЧІ

1) Аналіз інженерно-геологічних умов в межах будівельного майданчика.

2) Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» для 2-х перерізів з використанням плоскої скінчено-елементної моделі.

3) Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» з використанням просторової скінчено-елементної моделі.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» виконано методом скінчених елементів з використанням програмного комплексу «Plaxis». З метою врахування нелінійного характеру деформування ґрунтів використано критерій Кулона-Мора для опису межі міцності ґрунтів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В геоморфологічному відношенні ділянка будівництва розташована в межах балки сформованої в результаті ерозійної діяльності ріки Оріховатка у м. Києві. Рельєф досліджуваної території похилий, упорядкований внаслідок забудови території. Абсолютні відмітки денної поверхні коливаються в межах 135,95-142,90 м. В межах розвіданих глибин (до 50,0 м) гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю одного водоносного горизонту: горизонту ґрунтових вод в алювіально-делювіальних відкладах. Рівні підземних вод в свердловинах, які пробурені при виконанні даних вишукувань, встановилися на глибинах 5,1-6,3 м (абсолютні відмітки 132,73-136,45 м). Характер водоносного горизонту – напірно-безнапірний.

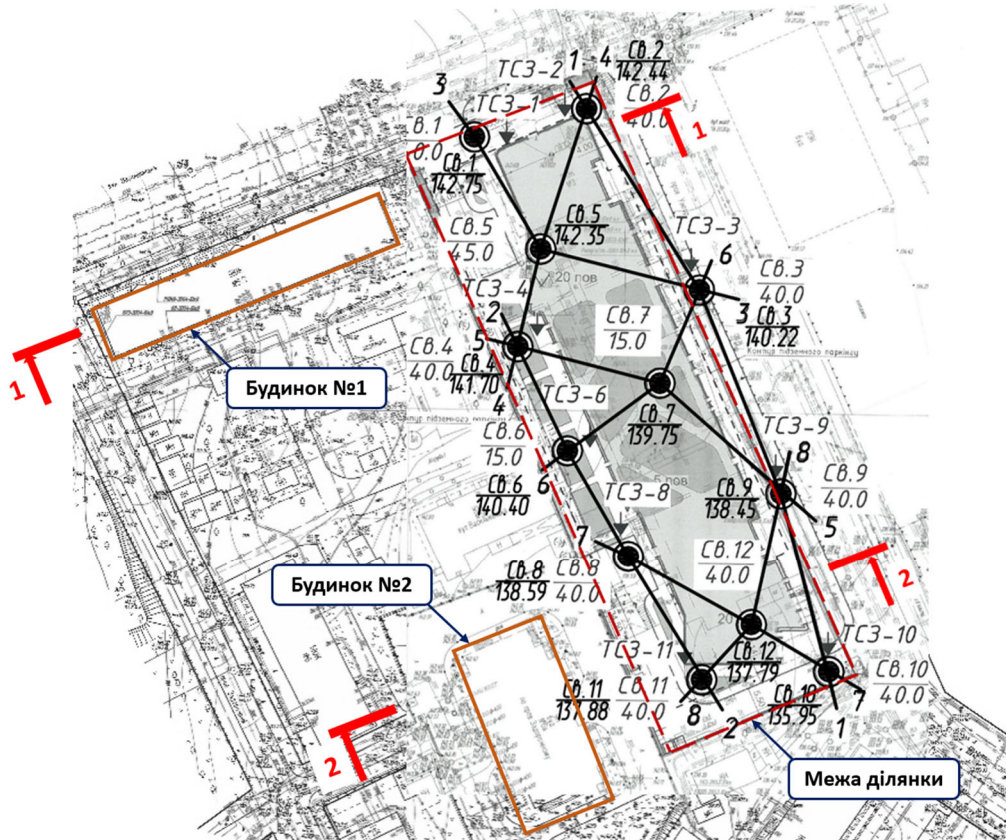


Рис.1. Схема розташування інженерно-геологічних виробок та розрахункових перерізів.
 Fig.1. The scheme of the location of engineering-geological works and calculation cross-sections.

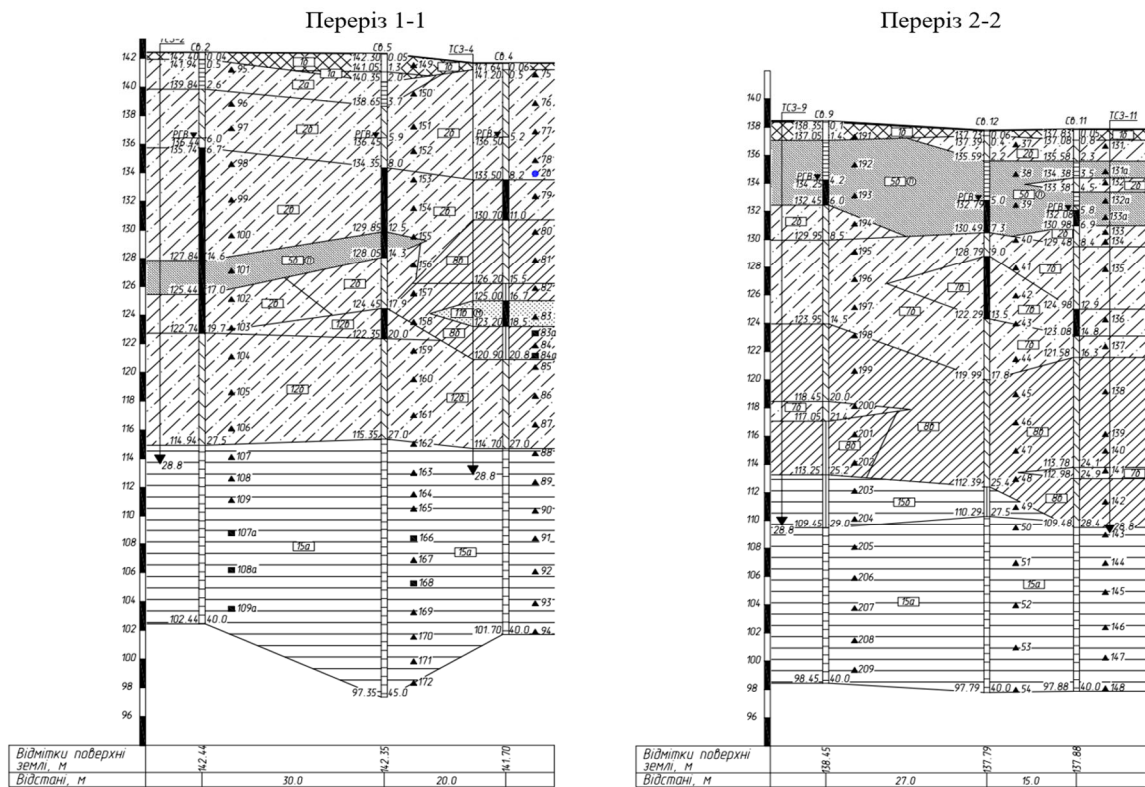


Рис.2. Інженерно-геологічні перерізи, що відповідають розрахунковим перерізам 1-1 та 2-2.
 Fig.2. Engineering and geological sections corresponding to calculation sections 1-1 and 2-2.

Водотривом слугує товща глин кївської світи (ІГЕ-14, ІГЕ-15а та ІГЕ-15б).

Впродовж року прогнозне підняття рівня води в даному водоносному горизонті складає до 1,0 м від зафіксованого на момент вишукувань.

На ділянці виділено наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1б – (t Н) – насипний ґрунт;

ІГЕ-2а, 2б – (а-d РІІ-Н) – твердий (ІГЕ-2а) та пластичний (ІГЕ-2б);

ІГЕ-5а – (а-d РІІ-Н) – пісок мілкий, щільний до середньої щільності, насичений водою;

ІГЕ-5б – (а-d РІІ-Н) – пісок пілуватий, середньої щільності, від малого ступеня водонасичення до насиченого водою;

ІГЕ-5в – (а-d РІІ-Н) – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою;

ІГЕ-7б, 7в – (а-d РІІ-Н) – супісок пластичний (ІГЕ-7б) та текучий (ІГЕ-7в);

ІГЕ-8б, 8в – (а-d РІІ-Н) – суглинок тугопластичний (ІГЕ-8а) та м'якопластичний (ІГЕ-8б);

ІГЕ-12б, 12в – (Р3hr) – супісок пластичний (ІГЕ-12б) та текучий (ІГЕ-12в);

ІГЕ-13в – (Р3hr) – пісок пілуватий, зеленувато-сірий, щільний, насичений водою;

ІГЕ-14 – (Р2kv) – глина тугопластична, місцями напівтверда;

ІГЕ-15а, 15б – (Р2kv) – напівтверда (ІГЕ-15а) та тугопластична (ІГЕ-15б);

ІГЕ-16 – (Р2kv) – суглинок тугопластичний до напівтвердого;

ІГЕ-17 – (Р2kv) – супісок пластичний;

ІГЕ-18 – (Р2бс) – пісок мілкий та пілуватий, щільний, насичений водою.

До негативних особливостей інженерно-геологічних умов ділянки, які необхідно враховувати при проектуванні, відноситься: наявність в розрізі слабких пластичних та текучих ґрунтів ІГЕ-7б та ІГЕ-7в, які характеризуються низькими деформаційними та міцнісними властивостями, а при динамічних навантаженнях можуть проявляти тиксотропні властивості; невитриманість геологічного розрізу як за глибиною, так і за площею.

Для розрахунку було обрано 2

принципових розрахункових перерізи, що відповідають захваткам в межах яких будуть зводитися поетапно секції нового будинку. Схема розташування геологічних виробок наведена на рисунку 1. Інженерно-геологічні перерізи, що відповідають розрахунковим перерізам 1-1 та 2-2 наведені на рисунку 2.

Будинок №1, що в межах перерізу 1-1, 9-ти поверховий, житловий, прямокутної форми в плані розмірами 11,22×64,90 м. Конструктивна система будинку – безкаркасна (стінова) з несучими повздовжніми стінами та стінами сходових кліток. Будинок має стрічковий фундамент, глибиною закладання 2,0 м, навантаження під подошвою фундаментів складає 210-220 кПа. Граничне значення додаткових осідань для даного будинку згідно ДБН В.2.1-10:2018 [9] становить 15 мм.

Будинок №2, що в межах перерізу 2-2, житловий, 9-ти поверховий із підвалом та технічним поверхом, прямокутної форми в плані. Конструктивна система будинку – безкаркасна з несучими поперечними стінами та стінами сходової клітки. Будинок має суцільний плитний фундамент, глибиною закладання 3,5 м, навантаження під подошвою фундаментів складає 170 кПа. Граничне значення додаткових осідань для даного будинку згідно ДБН В.2.1-10:2018 [9] становить 25 мм.

Підпірна стіна огороження котловану в межах перерізу 1-1 (вздовж будинку №1) влаштовується з буронабивних паль діаметром 1220 мм, кроком 1,4 м, довжиною 34 м. В межах перерізу 2-2 (вздовж будинку №2) довжина паль підпірної стіни складає 30 м. З протилежного боку котловану (вздовж вулиці) підпірна стіна влаштовується з паль діаметром 1020 мм і довжиною 34 м в межах перерізу 1-1 та 30 м в межах перерізу 2-2. Усі палі об'єднані зверху ростверком висотою 1 м.

Для уникнення значних переміщень підпірних стін та впливу на оточуючу забудову шляхом підвищення просторової жорсткості огорожуючих конструкцій котловану додатково влаштовуються розпірки з труб 1220х12 мм, з кроком близько 7 м.

При виконанні розрахунків було прийнято рішення виконати екстраполяцію ґрунтових нащарувань з метою оптимізації

розрахункових схем. Значення прийнятих до розрахунку характеристик ґрунтів наведено у таблиці 1.

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.

Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів				
		Питома вага ґрунту	Природна вологість	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль загальної деформації
		кН/м ³	од.	кПа	град	МПа
1	Насипний ґрунт	18,30	0,17	14	25	13
2б	Супісок пластичний	20,20	0,15	20	23	20
2в	Супісок текучий	19,10	0,17	11	21	10
12в	Супісок текучий	18,80	0,25	10	19	8
12б	Супісок пластичний	19,10	0,22	11	21	14
14	Глина тугопластична	19,30	0,30	53	13	15
15а	Глина напівтверда	19,10	0,32	151	13	40

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «ГРУНТОВА ОСНОВА - ІСНЮЮЧІ СПОРУДИ - ОГОРОДЖЕННЯ КОТЛОВАНУ»

З метою оцінки впливу влаштування глибокого котловану на існуючу забудову, а також визначення ефективних параметрів (діаметр, довжина, крок, кількості рядів та армування паль, технології і послідовність влаштування) утримуючих протизсувних конструкцій котловану було виконано числове моделювання напружено-деформованого стану (НДС) системи «ґрунтова основа - існуючі споруди - огородження котловану» з використанням методу скінчених елементів.

У дані роботі при моделюванні ґрунтів прийнята модель пружно-пластичного деформування ґрунтів Hardening Soil Model (HSM) зі зміною параметрів ґрунтів в залежності від рівня напружень у ґрунті і є вдосконаленою моделлю опису поведінки ґрунтів в широкому діапазоні навантажень з критерієм міцності Кулона-Мора.

Головна особливість обраної моделі – це врахування залежності жорсткості

(деформативності) ґрунтової основи від рівня діючих напружень, що дозволяє описувати процеси еволюції НДС починаючи від отримання первинного НДС ґрунтової основи під час її седиментації, зміни напружень внаслідок навантаження основи фундаментами раніше побудованих будівель, врахування ефектів розвантаження ґрунтової основи внаслідок розробки глибоких котлованів, повторного навантаження основи фундаментами нової будівлі і відповідно дозволяє оцінювати деформації та зусилля в всіх елементах системи (фундаментах, елементах огородження котловану) на всіх етапах моделювання і в подальшому приймати проектні рішення.

Розрахунок перерізу 1-1 з використанням плоскої скінчено-елементної моделі.

За результатами розрахунку перерізу 1-1 додаткові осідання існуючого будинку №1 на етапі максимальної розробки котловану складають 23 мм. Переміщення підпірної стіни складають 53 мм безпосередньо в зоні біля будинку №1 та 56 мм з протилежного боку котловану. Розрахункова схема перерізу 1-1 показана на рисунку 3. Результати розрахунку для перерізу 1-1 показані на рисунку 4.

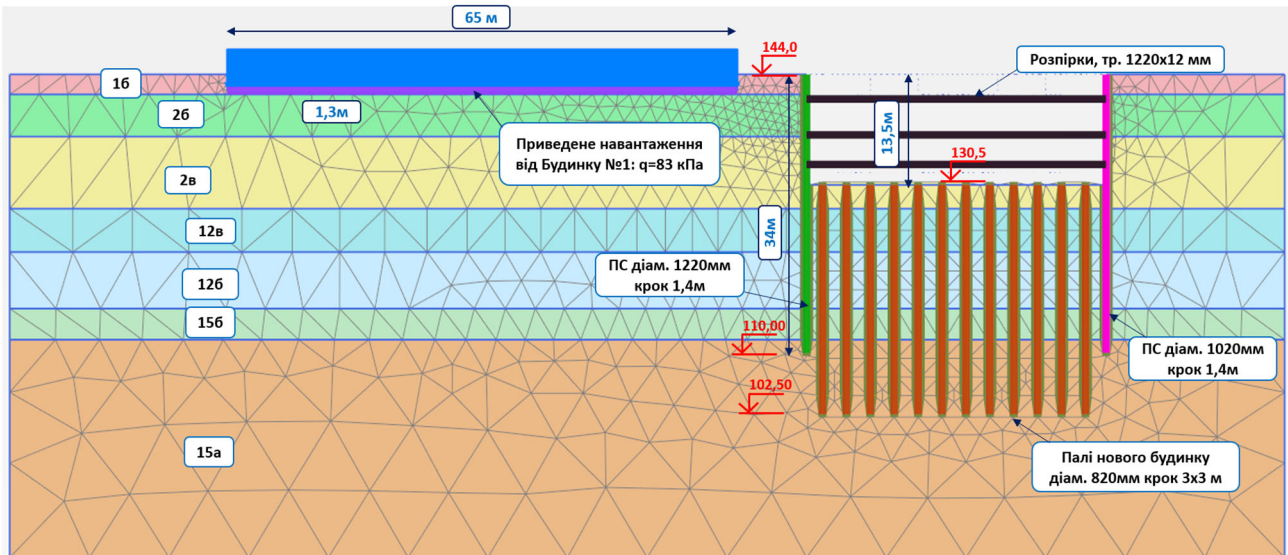


Рис.3. Розрахункова схема перерізу 1-1
Fig.3. Calculation scheme of the section 1-1

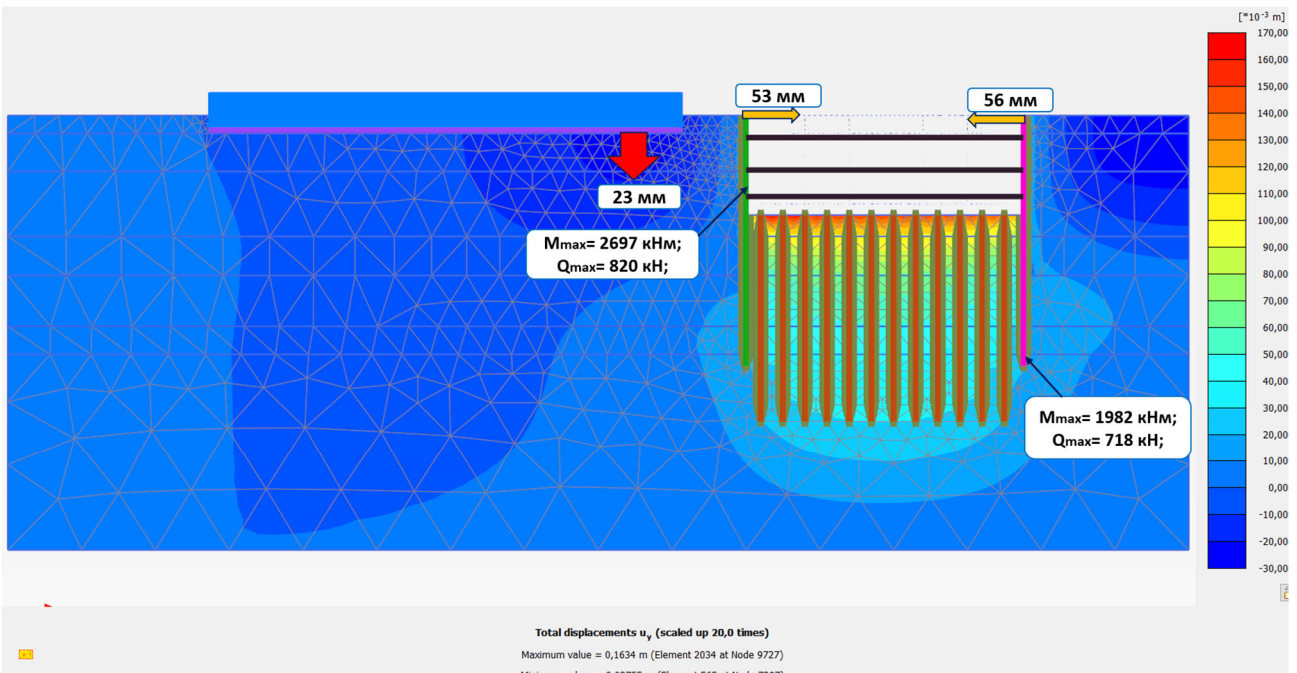


Рис.4. Результати розрахунку перерізу 1-1 на етапі максимальної розробки котловану
Fig.4. The results of the calculation of the section 1-1 at the stage of the maximum development of the pit

Розрахунок перерізу 2-2 з використанням плоскої скінчено-елементної моделі:

За результатами розрахунку перерізу 2-2 додаткові осідання існуючого будинку №2 на етапі максимальної розробки котловану складають 39 мм. Переміщення підпірної стіни складають 51 мм безпосередньо в зоні

біля будинку №2 та 25 мм з протилежного боку котловану. Розрахункова схема перерізу 2-2 показана на рисунку 5. Результати розрахунку для перерізу 2-2 показані на рисунку 6.

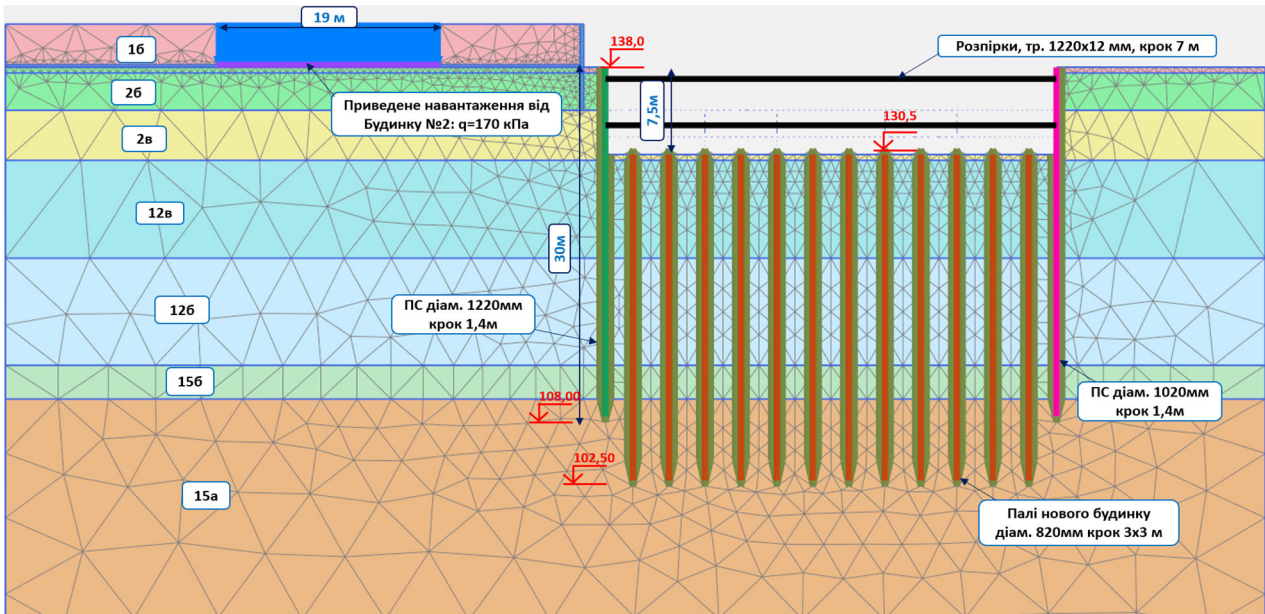


Рис.5. Розрахункова схема перерізу 2-2
Fig.5. Calculation scheme of the section 2-2

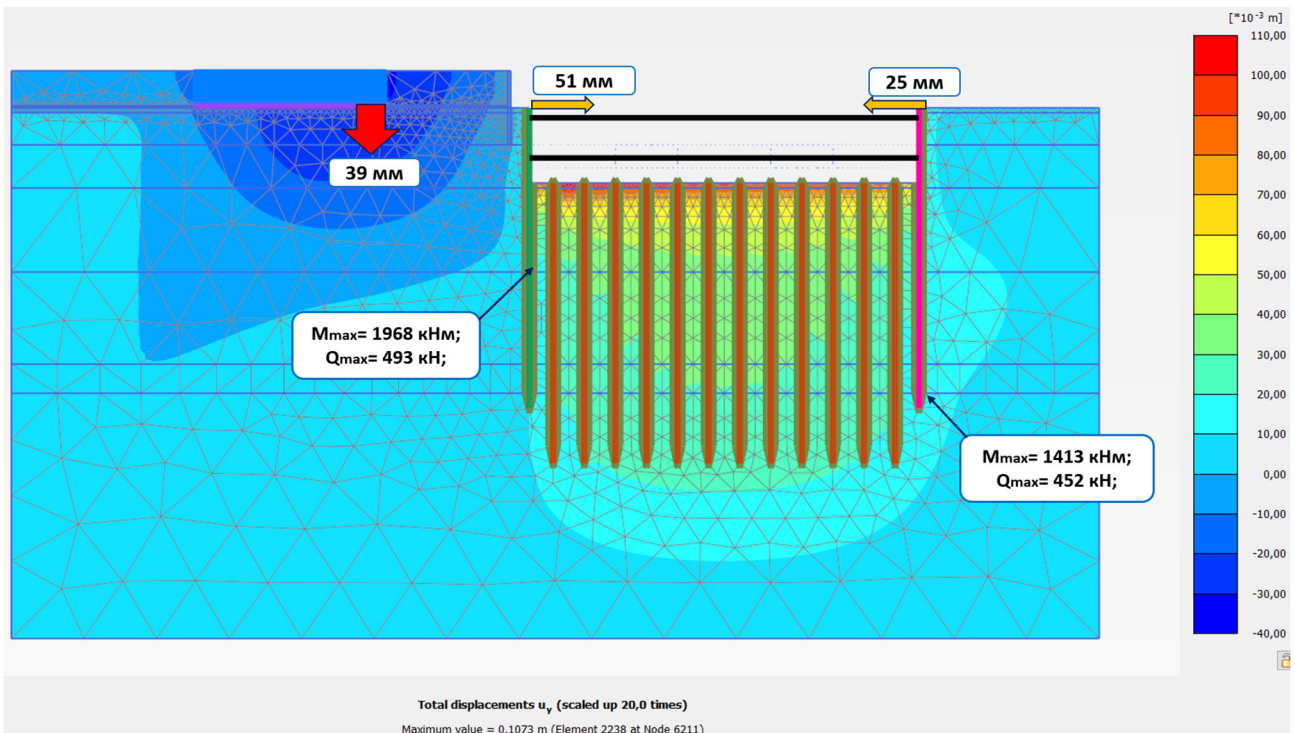


Рис.6. Результати розрахунку перерізу 2-2 на етапі максимальної розробки котловану
Fig.6. The results of the calculation of the section 2-2 at the stage of the maximum development of the pit.

Розрахунок просторової скінчено-елементної моделі.

За результатами розрахунку просторової скінчено-елементної моделі додаткові осідання існуючого будинку №1 на етапі максимальної розробки котловану складають 15 мм. Переміщення підпірної стіни складають

45 мм безпосередньо в зоні біля будинку №1 та 35 мм з протилежного боку котловану. Додаткові осідання існуючого будинку №2 на етапі максимальної розробки котловану складають 38 мм. Переміщення підпірної стіни складають 54 мм безпосередньо в зоні біля будинку №2 та 41 мм з протилежного

боку котловану. Розрахункова схема показана на рисунку 7. Додаткові осідання існуючих будівель показані на рисунку 8.

Горизонтальні переміщення паль огороження котловану показані на рисунку 9.

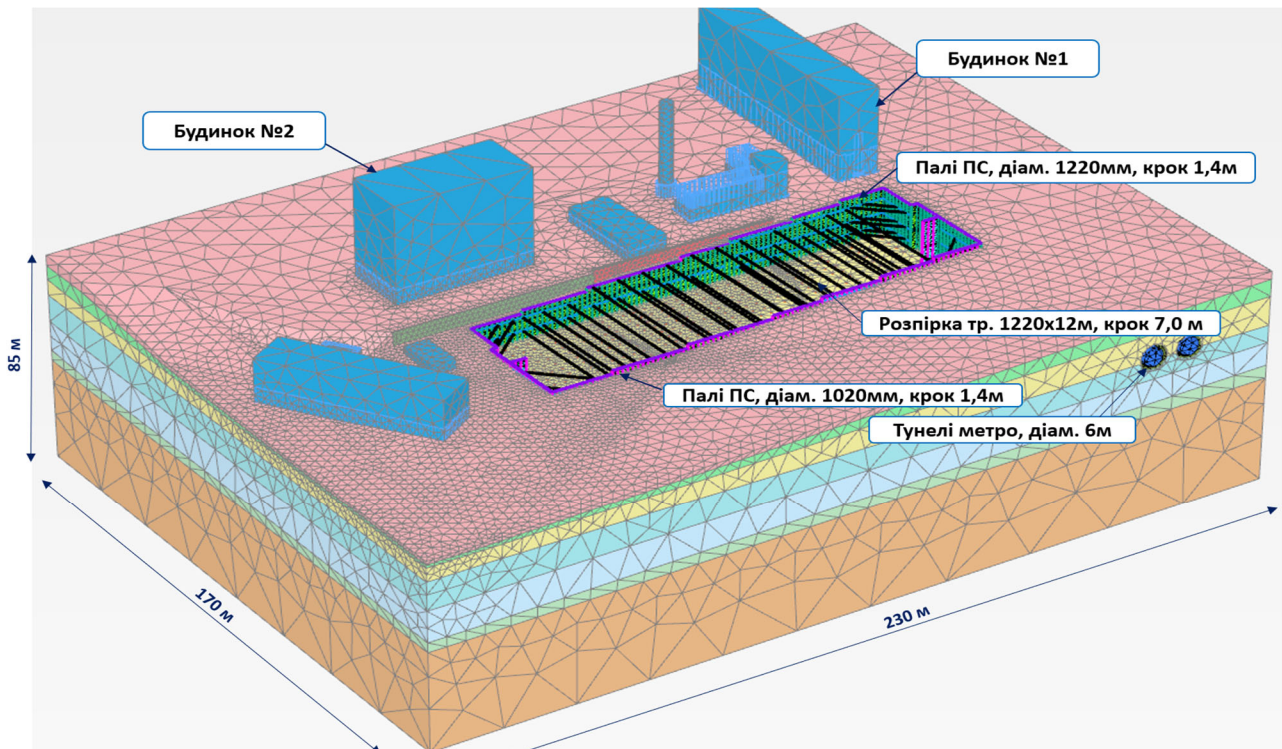


Рис.7. Просторова скінченно-елементна модель на етапі максимальної розробки котловану
Fig.7. Three-dimensional design scheme at the stage of maximum pit development.

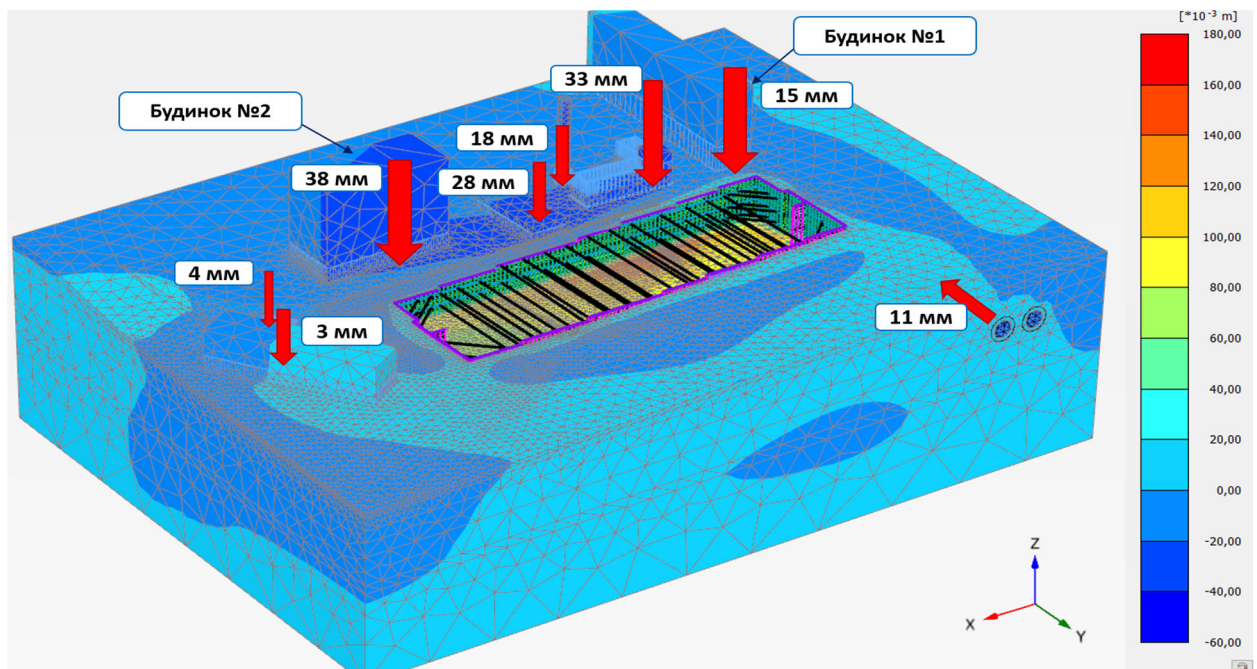


Рис.8. Додаткові осідання існуючих будівель на етапі максимальної розробки котловану.
Fig.8. Additional subsidence of existing buildings at the stage of maximum pit development.

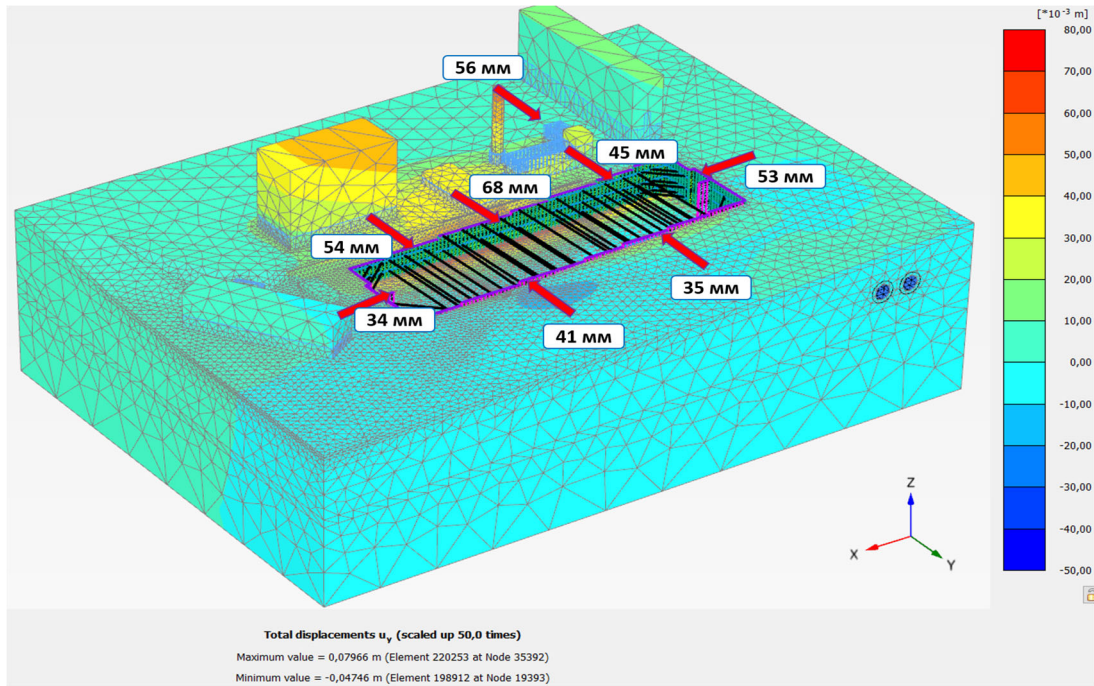


Рис.9. Горизонтальні переміщення паль підпірної стіни на етапі максимальної розробки котловану.
Fig.9. Horizontal displacements of retaining wall piles at the stage of maximum development of the pit.

За результатами числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» в плоскій і просторовій постановках виконано порівняння на етапі максимальної розробки котловану:

- 1) Значень додаткових осідань існуючих будівель;
- 2) Переміщень підпірних стін в зоні розташування існуючих будинків;
- 3) Згинальних моментів, що виникають в підпірних стінах в зоні розташування існуючих будинків.

За результатами розрахунку в плоскій постановці додаткові осідання існуючих будинків становлять: 23 мм для будинку №1 та 39 мм для будинку №2. За результатами розрахунку в просторовій постановці додаткові осідання існуючих будинків становлять: 15 мм для будинку №1 та 38 мм для будинку №2.

Значення додаткових осідань існуючих будинків наведено у таблиці 2.

Для порівняння значень переміщень підпірних стін та згинальних моментів що виникають в них було обрано палю підпірної стіни що розташована в зоні існуючого

будинку №1.

Горизонтальні переміщення палі за розрахунком в плоскій постановці складають: 13 мм для голови палі і максимальне переміщення 54 мм в рівні дна котловану. За розрахунком в просторовій постановці переміщення голови палі складає 5 мм, максимальне переміщення складає 45 мм. Відповідно максимальні горизонтальні переміщення палі, отримані при розрахунку просторової СЕМ на 20% менші ніж при розрахунку з використанням плоскої СЕМ.

Максимальний згинальний момент, що виникає в палі огороження котловану, отриманий при розрахунку просторової СЕМ складає 2442 кН/м, максимальний згинальний момент в палі, отриманий при розрахунку в плоскій СЕМ складає 2697 кН/м. Відповідно значення максимального згинального моменту отриманого при розрахунку з використанням просторової СЕМ на 10% менше за значення отримане при розрахунку з використанням плоскої СЕМ. Порівняння епюр горизонтальних переміщень та згинальних моментів наведено на рисунку 10.

Табл. 2. Значення додаткових осідань існуючих будинків на етапі максимальної розробки котловану.
Table 2. Value of additional settlements of existing buildings at the stage of maximum excavation.

Додаткові осідання існуючих будинків	Плоска СЕМ	Просторова СЕМ
Будинок №1	23 мм	15 мм
Будинок №2	39 мм	38 мм

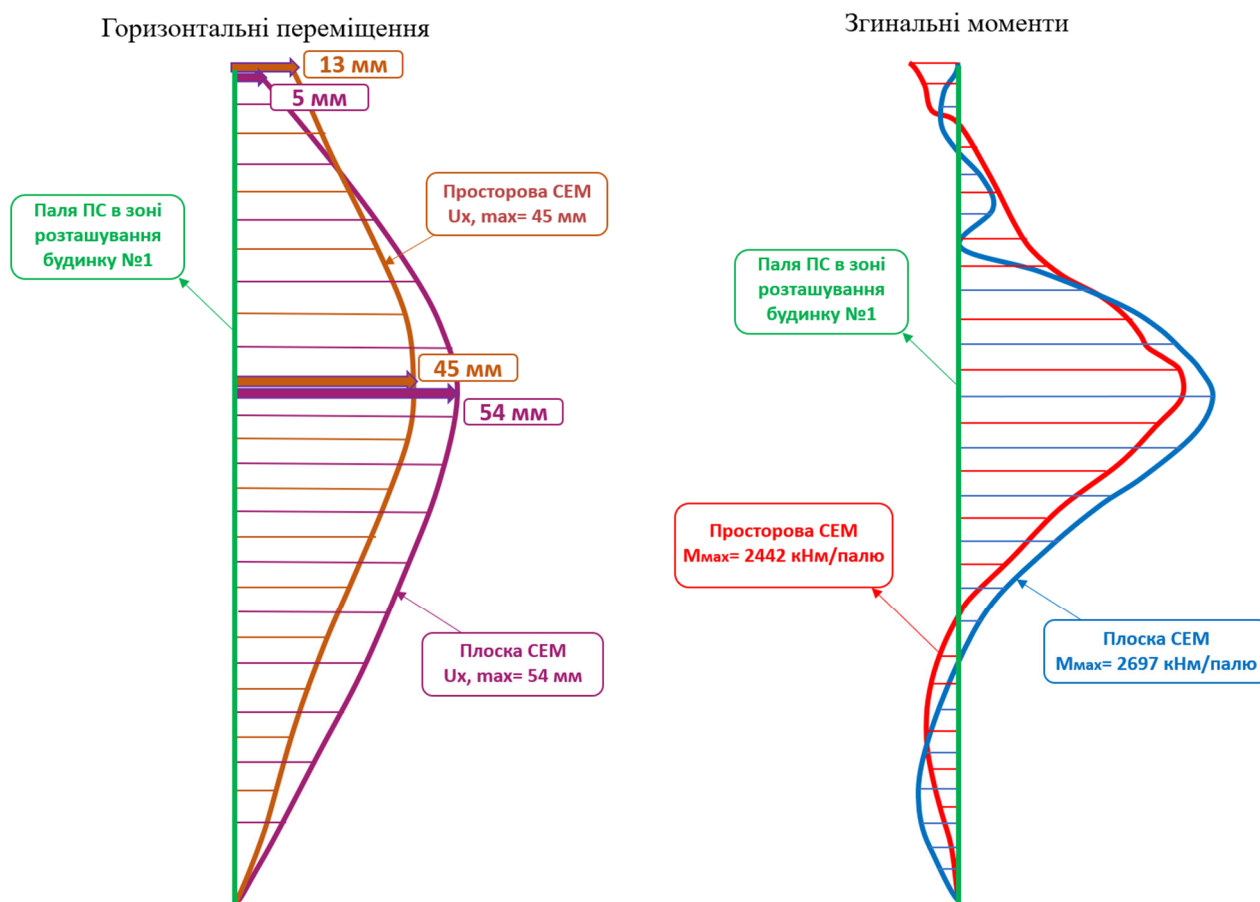


Рис.10. Порівняння горизонтальних переміщення палей підпірної стіни та згинальних моментів на етапі максимальної розробки котловану.

Fig.10. Comparison of horizontal displacements of retaining wall piles and bending moments at the stage of maximum pit development.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що використання числового моделювання НДС елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» дає можливість оцінити не тільки НДС конструкцій огороження котловану, а й оцінити вплив влаштування глибокого котловану на існуючі споруди.

Продемонстровано, що використання просторової СЕМ надає можливість більш комплексно оцінити НДС елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» в умовах щільної міської

забудови за рахунок врахування просторової жорсткості елементів огороження котловану, більш точного розташування існуючих будинків по відношенню до огороження котловану (на прикладі будинку №1 на куті котловану). Отже використання просторової СЕМ дозволяє більш коректно оцінити НДС елементів системи в умовах щільної міської забудови і в подальшому запроєктувати ефективні огорожуючі споруди.

Також слід зазначити, що значення переміщень підпірних стін отриманих за розрахунком просторової СЕМ менші на 20% за значення, отриманні з використанням

плоскої СЕМ. Значення згинальних моментів на отриманих за розрахунком просторової СЕМ менші на 10% за значення, отримані з використанням плоскої СЕМ.

В якості узагальненого висновку можна засвідчити що використання плоскої схеми прийнятно завищує значення переміщень (на 20%) та згинальних моментів (на 10%), проте підходить для швидкого аналізу, оскільки тривалість розрахунку в рази менша в порівнянні з просторовою схемою. В свою чергу у випадку складних примикань існуючих будівель як наприклад з будинком №1 просторова схема дає можливість для більш коректної оцінки НДС елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану».

ЛІТЕРАТУРА

1. Блащук Н.В. Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки / Н.В. Блащук, І.В. Маєвська, В.Є. Губашова // *Збірник наукових праць «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві»*. – Вінниця: ВНТУ. – 2022. – Том 33. No2. – С. 132-141. DOI:10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
2. Бондарева Л.О. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підірних стін складних конфігурацій / Л.О. Бондарева, В.С. Носенко, А.Р. Маламан // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 45. – С. 9-21. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
3. Бойко І.П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при прибудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків. / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2004. – Вип. 28. – С. 3-10.
4. Zotsenko M.L. Base deformation's features during deep foundation pit excavation / M.L. Zotsenko, Yu.L. Vinnikov // *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*. – Poltava: PolNTU. – Вип. 2(55). – С.76-81. DOI: 10.26906/znp.2020.55.2346
5. Носенко В.С. Вибір оптимальних параметрів підірної стіни огороження котловану в умовах щільної забудови з врахуванням її просторової жорсткості / В.С. Носенко, А.Р.

Маламан // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С. 141-152. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.141-152

6. Ручківський В.В. Формування напружено-деформованого стану основи при зведенні фундаментів на різних відмітках в щільно забудованій території / В.В. Ручківський // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 64-71. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71
7. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. / R. L. Kondner // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. - USA. – 1963. – 89. P.115–144.
8. Schanz T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. / T. Schanz, P. A. Vermeer // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. – Balkema. Rotterdam. – 1999. – 1. – P.281-290.
9. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018 – 36 с.

REFERENCES

1. Blashchuk N.V., Maievskaya I.V., Hubashova V.I. (2022). Modeliuvannya vplyvu vlashtuvannya hlybokoho kotlovanu skladnoi formy na poriad roztashovani budynky. [Simulation of the influence of the device of a deep pit of complex shapes on nearby located houses]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnik «Suchasni tekhnologii, materialy i konstruktii v budivnytstvi»*. Vinnytsia: VNTU, 33(2), 132-141 (in Ukrainian). DOI: 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
2. Bondareva L.O., Nosenko V.S., Malaman A.R. (2022). Vykorystannya 2D ta 3D modeliuvannya dlia otsinky napruzhenodeformovanoho stanu pidpirnykh stin skladnykh konfigurationsii. [Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 45, 9-21 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
3. Boyko I.P. (2004). Napruzhenodeformovanyi stan gruntovoho masyvu pry prybudovi novykh fundamentiv poblyzu isnuichykh budynkiv. [Stress-stain state of the soil massif during the addition of new foundations near existing

- buildings]. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 28, 3-10. (in Ukrainian).
4. Zotsenko M.L. (2020). Base deformation's features during deep foundation pit excavation. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava: PoltNTU, 2(55), 76-81. DOI: 10.26906/znp.2020.55.2346
 5. Nosenko V.S. (2023). Vybir optymalnykh paramet-riv pidpirnoi stiny ohorodzhennia kotlovanu v umovakh shchilnoi zabudovy z vrakhuvanniam yii prostorovoï zhorstkosti. [The choice of optimal parameters of the retaining wall of the pit enclosure in conditions of dense construction, taking into account its spatial rigidity]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnyk «Osnovy i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 46, 141-152 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.141-152
 6. Ruchkivskyi V.V. (2021). Formuvannia napruzheno-deformovanoho stanu osnovy pry zvedenni fundamentiv na riznykh vidmitkakh v shchilno zabudovaniï terytorii. [Formation of the stress-strain state of the base during construction foundations at different marks in a densely built-up territory]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnyk «Osnovy i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 42, 64-71 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71
 7. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 89, 115–144.
 8. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam, 1, 281–290.
 9. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1-10:2018. (2019) Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 36 (in Ukrainian).

The use of planar and three-dimensional calculation models for the numerical modeling of retaining walls in conditions of dense urban construction

Viktor NOSENKO,
Artur MALAMAN

Abstract. In modern realities, the construction of multi-story buildings increasingly has to be carried out in the conditions of dense urban development. Since high-rise buildings are characterized by

the presence of deep pits, there is a need to select the parameters of the enclosing structures (retaining walls) and take into account the influence of the pit arrangement and enclosing structures on the existing building.

Numerical simulation of the stress-strain state (SSS) of the elements "soil base - existing structures - pit enclosure" was performed to assess the impact of choosing the dimensions of the calculation scheme when designing a deep pit and assessing its impact on existing buildings and selecting effective parameters of enclosing structures. with different dimension options (flat two-dimensional and spatial three-dimensional) calculation scheme.

Modeling was performed using the finite element method using a nonlinear model of soil deformation in the Plaxis software package.

Since the soil conditions within the construction site are complex (the presence of a significant layer of plastic and flowing clay soils and powerful aquifers), the level of groundwater within the construction site was taken into account in the modeling and the effect of water lowering during the development of the pit was modeled accordingly for a more correct assessment of the stress-strained state of pit enclosure elements and the impact on existing structures.

Numerical calculations of retaining walls provide for taking into account the technological sequence of the construction of retaining walls and modeling of the step-by-step development of the pit.

Studies have shown that the use of a spatial finite-element model of the system "soil base - existing structures - pit enclosure" provides an opportunity to more correctly and effectively assess the stress-deformed state of system elements due to taking into account the spatial rigidity of the elements of the pit enclosure and the foundations of existing structures.

The values of the displacements of the retaining walls obtained by the calculation of the spatial finite element model (FEM) are 20% smaller than the values obtained using the plane FEM. The values of the bending moments obtained by the calculation of the spatial FEM are 10% smaller than the values obtained using the plane FEM.

Keywords: retaining walls, numerical modeling, dense construction, spatial rigidity.

Модель ґрунтової основи поряд розташованих різноповерхових споруд

Олександр САМОРОДОВ¹, Сергій ТАБАЧНИКОВ²

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова
17, вул. Маршала Бажанова, Харків, Україна, 61002
¹osamorodov@ukr.net, orcid.org/0000-0003-4395-9417
²s.v.tabachnikov@ukr.net, orcid.org/0000-0002-2619-8612

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.21-31

Анотація. У сучасній геотехніці, завдяки розвитку інформаційних технологій та отримання потужних комплексів для розрахунку всієї системи «основа – фундамент – споруда», одним з основним наукових напрямків є розробка, удосконалення та дослідження моделей ґрунтових основ для забезпечення адекватної взаємодії складових системи при будівництві та експлуатації будівель та споруд (далі, споруд).

У статті запропоновано удосконалену модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності для моделювання та розрахунку поряд розташованих різноповерхових споруд у системі «основа - фундаменти – споруди» у потужних розрахункових комплексах SOFiSTiK, ABAQUS, PLAXIS, SCAD, Ліра тощо. Удосконалена модель враховує параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи, геометричний профіль з урахуванням розподільчої здатності основи та різні граничні умови, але відрізняється від існуючих моделей тим, що має ступінчастий геометричний профіль на нижній границі моделі через різні стисливі товщини під кожним фундаментом споруд. Використання цієї моделі дозволяє підвищити точність моделювання ґрунтової основи для великорозмірних фундаментів поряд розташованих споруд для отримання надійних результатів напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди».

На прикладі продемонстровано моделювання та розрахунок плитних фундаментів двосекційної багатоповерхової будівлі у системі «основа - фундаменти – споруди», що взаємодіє із удосконаленою моделлю ґрунтової основи (в даному випадку розглядається лінійне деформування ґрунтів під навантаженням), з урахуванням різної поверховості секцій. Результати чисельних



Олександр Самородов
завідувач кафедри
геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва
д.т.н., проф.



Сергій Табачников
доцент кафедри
геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва
к.т.н., доц.

досліджень на конкретному прикладі розрахунку показують, що врахування різних величин стисливих товщ у моделі під різнонавантаженими фундаментами призводить до збільшення моментних зусиль до 65% у порівнянні з моделюванням загальної стислової товщі, що може призводити до руйнування конструкцій великорозмірних плитних фундаментів.

Ключові слова. Плитні фундаменти, ґрунтова основа, модель, стислива товща, напружено-деформований стан.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Загальновідомо, що для отримання надійних та достовірних результатів розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій фундаментів поряд розташованих різноповерхових споруд у системі «основа – фундаменти – споруди» («ОФС») необхідно обрати таку модель ґрунтової основи з відповідними параметрами, яка є близькою до поведінки реального ґрунтового середовища

під навантаженнями від конструкцій за двома критеріями: розподільчою здатністю та деформативністю фундаментів споруд.

Недоліком відомих моделей ґрунтових основ та класичних підходів до їх геометричної побудови у розрахункових комплексах є складність врахування різних величин стисливих товщ (активних зон деформування) під кожним фундаментом споруд при моделюванні взаємодії поряд розташованих великорозмірних фундаментів споруд. Такий недолік може призводити до суттєвих помилок у визначенні напружено-деформованому стану поряд розташованих великорозмірних фундаментів різноповерхових споруд.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Понад 200 років тому Н.І. Фуссом була запропонована перша найпростіша лінійна однопараметрова модель ґрунтової основи, які взагалі не мала розподільчої здатності. Згодом розроблялися більш досконалі багатопараметрові й комбіновані моделі, що мали здатність описувати різні властивості ґрунтових основ, які здебільшого розроблялися для інженерних розрахунків конструкцій, що взаємодіють з ґрунтовою основою. Детальний опис різних моделей ґрунтової основи наводиться в деяких роботах [10, 11], а також у дисертаційних роботах і наукових працях сучасних українських вчених І.Я. Лучковського [1, 6], Бойка І.П. [12], Ю.Л. Винникова [2] і С.Г. Кушнера [3].

Ще з минулого сторіччя при інженерних розрахунках основ та фундаментів широко застосовувалася модель ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару, так як вона пропонувалася державними будівельними нормами [4] та вимагала завдання лише товщини шару H (стисливої товщі) та деформаційних характеристик ґрунту (модуля загальної деформації E та коефіцієнта Пуассона ν). При цьому, ця аналітична модель не мала обмежень у плані. Сьогодні, через потужний розвиток інформаційних технологій, при моделюванні та чисельних розрахунках системи «ОФС» у потужних розрахункових комплексах

SOFiSTiK, ABAQUS, Plaxis, SCAD, Ліра тощо, як правило, у просторовій постановці задачі застосовується *модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності* (рис. 1) [9-17] (поняття вводиться вперше), яка, крім обмеження вертикальних деформацій на деякій глибині H , також має обмеження горизонтальних деформацій на деякій відстані від навантаження у плані ($L_x \times L_y$). Такі граничні умови моделі ґрунтуються на тому, що при дії зовнішніх навантажень на ґрунтову основу утворюється просторова область деформування, за межами якої деформаціями ґрунту можна знехтувати, так як додаткове навантаження на межах ґрунтового масиву не перевищує структурної міцності ґрунту [16]. При цьому для самої моделі можуть задаватися будь-які закономірності деформування ґрунтів під навантаженнями, в тому числі й у часі.

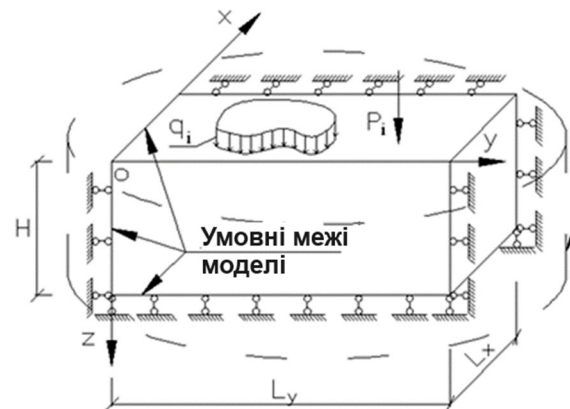


Рис.1. Модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (для просторових задач)

Fig.1. Soil base model in the form of a continuous layer of finite distribution capability (for three-dimensional problems)

Для розрахунку фундаментів в умовах плоскої деформації ця модель також може бути плоскою, як окремий випадок, яка має відому назву – *модель суцільного шару скінченної ширини*. Професорами І.Я. Лучковським [1] та З.Г. Тер-Мартirosяном [5] отримані аналітичні рішення напружено-деформованого стану ґрунтової основи з навантаженнями на поверхні з використанням моделей суцільного лінійно-деформованого

(пружного) шару скінченної ширини.

У попередніх публікаціях авторів було запропоновано методику призначення параметрів лінійно-деформованого шару (наведений модуль деформації ґрунту E_0 та наведена стислива товща H_0) для адекватного моделювання взаємодії великорозмірних плитних фундаментів з ґрунтовою основою, яка дозволяє отримати адекватні осідання й знизити розподільчу здатність моделі [6].

МЕТА РОБОТИ

Метою даної роботи є удосконалення моделі ґрунтової основи поряд розташованих різнонавантажених великорозмірних фундаментів споруд та чисельні дослідження впливу моделі на напружено-деформований стан плитних фундаментів двосекційної багатоповерхової будівлі у системі «основа – фундаменти – споруди».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Пропонується удосконалена модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару

скінченної розподільчої здатності (СШСРЗ), яка дає змогу адекватно враховувати взаємодію великорозмірних фундаментів поряд розташованих різноповерхових споруд [7]. Модель ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ має параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи та паль, геометричний профіль з урахуванням їх розподільчої здатності та різні граничні умови для моделювання та розрахунку системи «основа – фундаменти – споруди», але відрізняється тим, що її нижня границя має ступінчастий геометричний профіль через різні величини стисливих товщ під кожним фундаментом споруд.

На рис. 2-3 показано приклади побудови границі удосконаленої моделі ґрунтової основи у вигляді шару скінченної розподільчої здатності l , яка має параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи і паль та розподільчу здатність, що враховується кутом α , та різні величини стисливих товщ (активних зон деформування) $H_{p,i}$ під кожним фундаментом споруд шириною b_i , які передають навантаження на основу p_i .

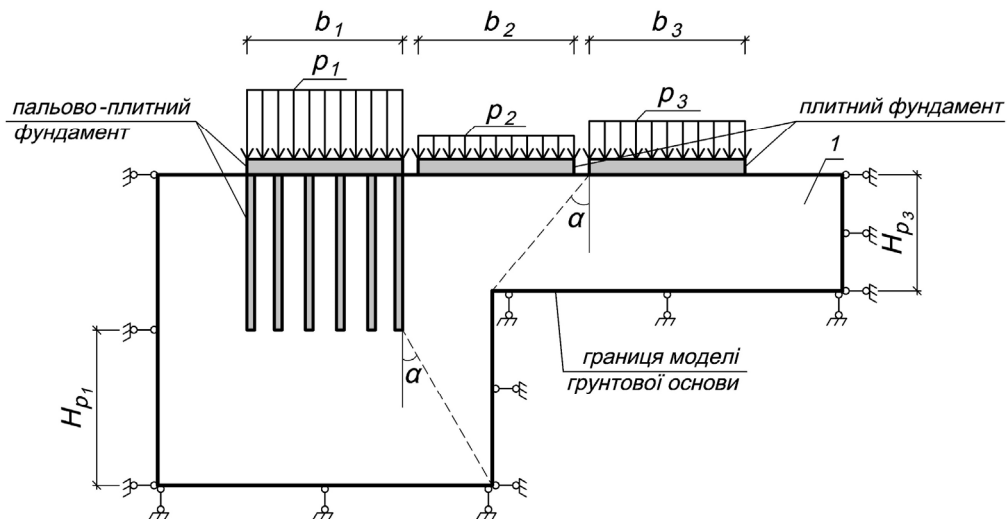


Рис. 2. Приклади побудови нижньої границі удосконаленої моделі ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ, де навантаження $p_1 > p_2 < p_3$

Fig. 2. Examples of building the lower boundary of the improved soil base model in the form of CLFDC, where the load is $p_1 > p_2 < p_3$

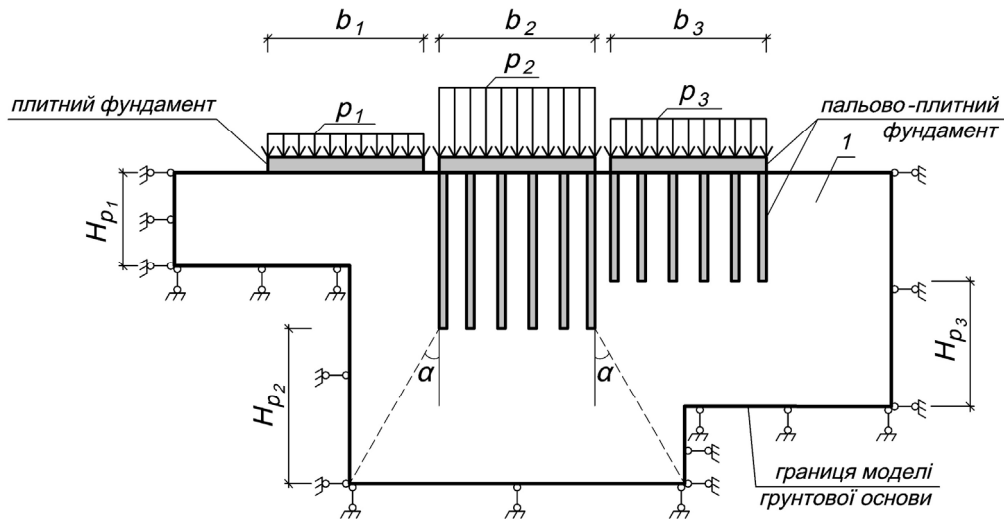


Рис. 3. Приклади побудови нижньої границі удосконаленої моделі ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ, де навантаження $p_1 < p_2 > p_3$

Fig. 3. Examples of building the lower boundary of the improved soil base model in the form of CLFDC, where the load is $p_1 < p_2 > p_3$

Нами у роботі [8] досліджено вплив кута розподілу α на розподільчу здатність та деформативність моделі від навантаженого фундаменту на поверхні, де на підставі аналізу результатів чисельних розрахунків для плоскої задачі (плоска деформація) обґрунтована ширина моделі лінійно-деформованого шару скінченної ширини, що враховує розподіл стискаючих напружень по глибині під кутом $\alpha \approx 20 \div 25^\circ$ до вертикалі від країв навантаженого фундаменту (див. рис. 2-3). При цьому ширина моделі згідно з кутом

розподілу $\alpha \approx 20 \div 25^\circ$ практично не впливає на середні осідання та максимальні моментні зусилля фундаменту у порівнянні зі збільшенням розмірів моделі по ширині.

Для дослідження впливу удосконаленої моделі ґрунтової основи за допомогою комплексу PLAXIS 3D створено скінченно-елементну модель системи «основа – фундаменти – споруди», яка складається з ґрунтової основи та двосекційної 21-поверхової споруди на плитних фундаментах (рис. 4, 5).

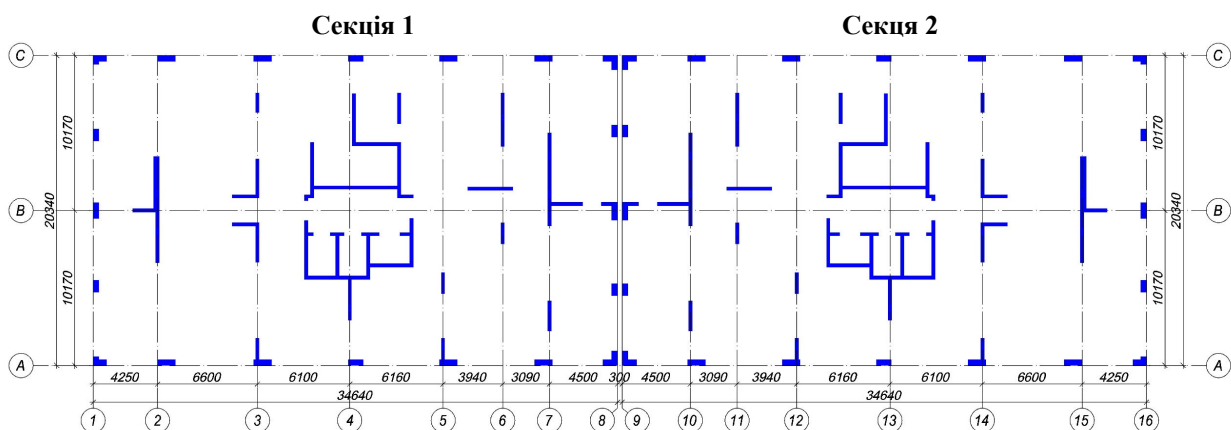


Рис. 4. Загальні вигляди послідовного створення досліджуваної системи «основа – фундаменти – споруди»: план розташування елементів каркасу

Fig. 4. General views of the stepwise building of the studied base - foundations - structures system: layout of the frame elements

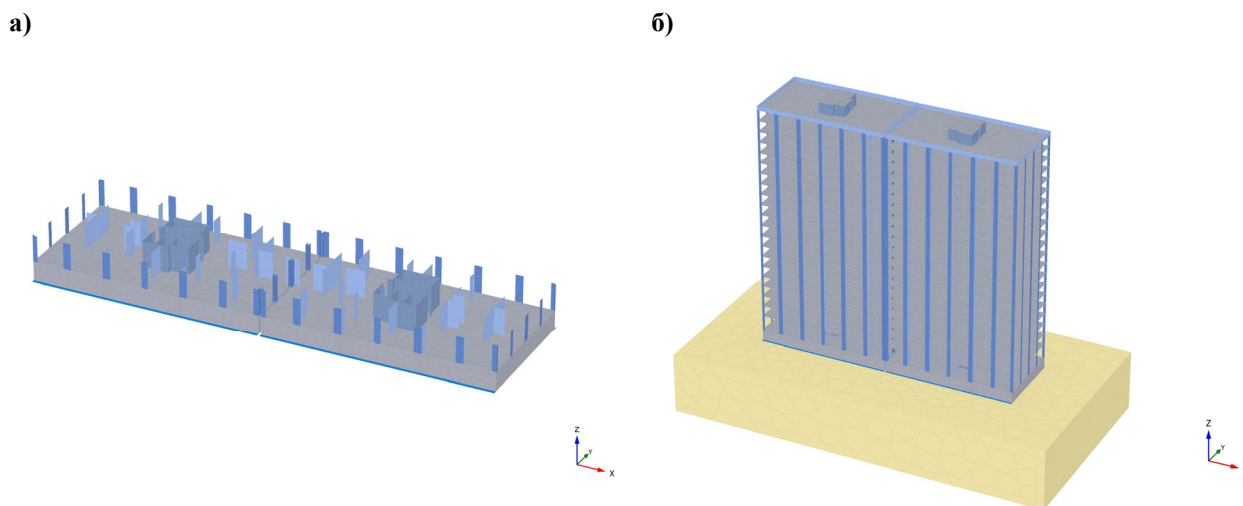


Рис. 5. Загальні вигляди послідовного створення досліджуваної системи «основа – фундаменти – споруди»: а) схема з'єднання елементів каркасу з плитними фундаментами; б) система «основа – фундаменти – споруди»

Fig. 5. General views of the stepwise building of the studied base - foundations - structures system: a) connection layout between the frame elements and the raft foundations; б) base - foundations - structures system

Конструктивна система будівлі комбінована – каркасно-діафрагмова. Конструктивна схема перекриття – монолітне безригельне. Будівельна система – каркасна, з залізобетонними монолітними перекриттями. Просторова жорсткість будинку забезпечується за рахунок роботи горизонтальних і вертикальних несучих конструкцій будинку – пілонів каркасу, монолітних перекриттів, і монолітних сходових клітин, діафрагм жорсткості та ліфтових шахт (рис. 4).

Грунтова основа змодельована у вигляді СШСРЗ об'ємними скінченними елементами з постійними фізико-механічними характеристиками: питома вага $\gamma=18,0$ кН/м³; модуль Юнга (модуль пружності) $E=30000,0$ кН/м² та коефіцієнт Пуассону $\nu=0,3$ од.

Елементи конструкції будівлі, а саме плитні фундаменти, стіни, пілони, перекриття та покриття, змодельовано пластинчатими скінченними елементами із використанням пружної моделі матеріалу з наступними параметрами: питома вага $\gamma=25,0$ кН/м³; модуль пружності $E=30,0 \cdot 10^6$ кН/м²; коефіцієнт Пуассона $\nu=0,2$ од.

В якості навантажень враховано власну вагу несучих та огорожуючих конструкцій.

На першому етапі методом скінченних елементів проведено чисельні розрахунки

напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди» з однаковою максимальною стисливою товщею моделі ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ, як показано на рис. 1.

Вертикальні (по глибині) та горизонтальні (у плані) границі було обмежено на відстані, яка дорівнювала величині стислої товщі H при повному навантаженні. Тобто розподіл стискаючих напружень по глибині прийнято під кутом $\alpha=45^\circ$ до вертикалі від країв навантажених фундаментів [9].

Згідно з розрахунками за ДБН [4] стислива товща основи прийнята $H=17,1$ м при середньому тиску під подошвою фундаментної плити багатоповерхових секцій $p_{\text{ср.}}=273,53$ кПа, що відповідає сумарному навантаженню $N_{21}=206787,5$ кН при поверховості $n=21$, яка відповідає 21 зведеному поверху.

Дослідження напружено-деформованого стану системи виконані для різних співвідношень навантажень N_n/N_{21} по кожній із секцій при однаковій максимальній стисливій товщі $H_{\text{const}}=17,1$ м, де N_n – навантаження при поверховості n , яка відповідає 1, 6, 11 та 16 зведеним поверхам. Співвідношення навантажень досягалося за рахунок зміни поверховості секції 2 (рис. 6).

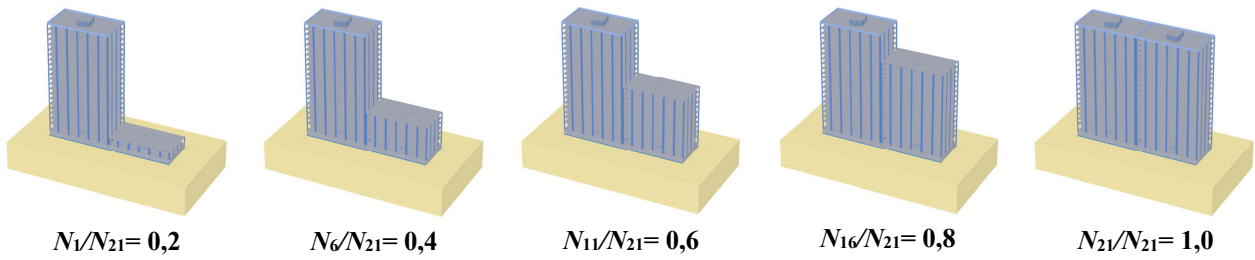


Рис. 6. Розрахункові схеми моделі на 1 етапі досліджень для співвідношення навантажень N_n/N_{21}
 Fig. 6. Calculation patterns for the model at Stage 1 of research for load ratios N_n/N_{21}

На другому етапі методом скінченних елементів проведено чисельні розрахунки напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди» зі ступінчастою стисливою товщею моделі ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ, яка враховує кут α та різні величини стисливих товщ під кожним фундаментом споруд в залежності від навантаження, як показано на рис. 2-3.

Вертикальні (по глибині) границі було обмежено на глибині, яка дорівнювала величині стисливої товщі H_i для кожного окремого фундаменту, враховуючи різні величини навантажень. Для формування активної зони – стисливої товщі під кожною секцією будівлі при різних навантаженнях розподіл стискаючих напружень по глибині прийнято під кутом $\alpha \approx 25^\circ$ до вертикалі від внутрішнього краю більш навантаженого

фундаменту [8]. Горизонтальні (у плані) границі, як і для першого етапу досліджень, було обмежено на відстані, яка дорівнювала величині стисливої товщі $H=17,1$ м при максимальному навантаженні.

При побудові ступінчастого нижнього профілю моделі ґрунтової основи з урахуванням різних стисливих товщ застосовано простий підхід з моделювання, де прийнято практично недеформований жорсткий матеріал із значним модулем пружності $E=100,0 \cdot 10^9$ кН/м². Співвідношення навантажень досягалося аналогічно як і у першому етапі досліджень: за рахунок зміни поверховості n секції 2 (рис. 7), тобто враховувалася жорсткість надфундаментної споруди.

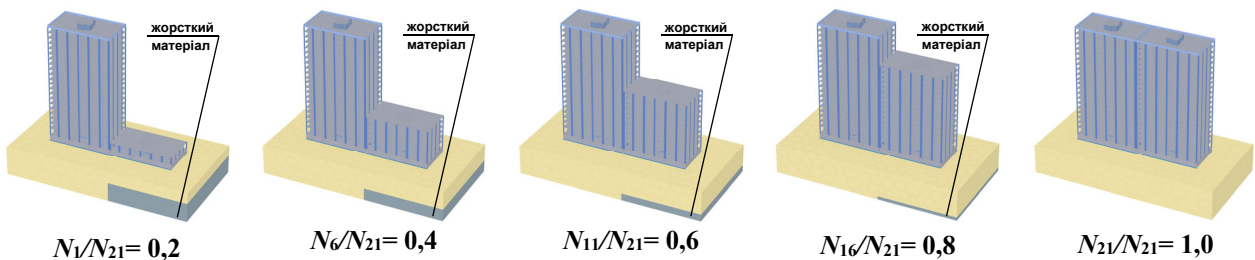


Рис. 7. Розрахункові схеми моделі на 2 етапі досліджень для співвідношення навантажень N_n/N_{21}
 Fig. 7. Calculation patterns for the model at Stage 2 of research for load ratios N_n/N_{21}

Напружено-деформований стан плитних фундаментів отримано для пружно-миттєвого рішення задачі та отримано абсолютні значення величин.

Нижче на рисунку 8 наведено порівняння розподілення осідань та повздовжніх згинальних моментів у плитних фундаментах двох секцій для моделі ґрунтової основи у

вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності з однаковою та ступінчастою стисливими товщами під фундаментами секцій для найбільш наочного прикладу із співвідношенням навантажень $N_1/N_{21}=0,2$.

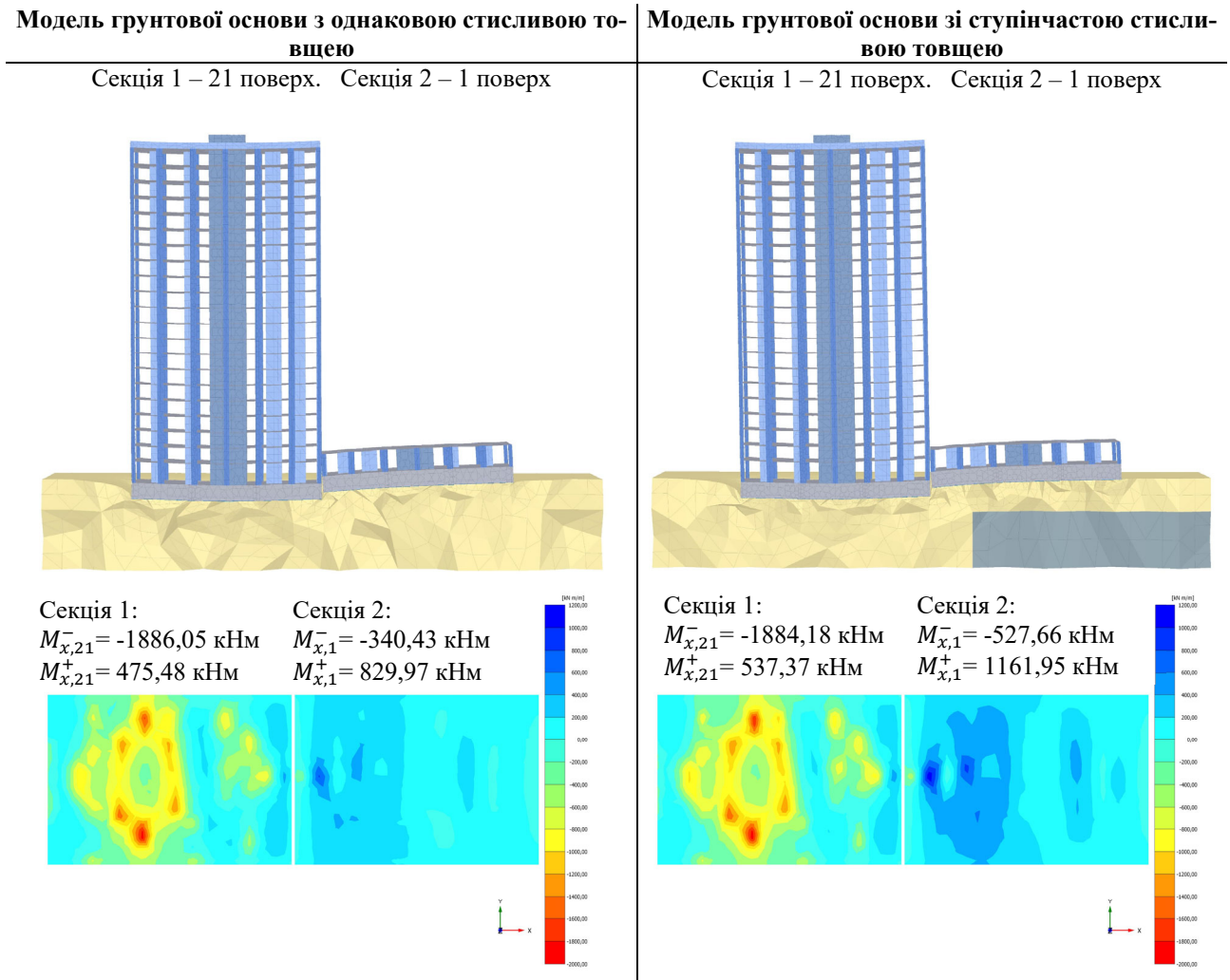


Рис. 8. Порівняння результатів розрахунків при різних стисливих товщах для співвідношення навантажень $N_1/N_{21}=0,2$

Fig. 8. Comparing the calculation results at different compressible layer depths for the load ratio of $N_1/N_{21}=0,2$

У якості критерію оцінки впливу моделі прийнято наступні співвідношення:

– відносний повздовжній *позитивний* згинальний момент $M_{x,відн.}^+$, од.:

$$M_{x,відн.}^+ = \frac{M_{x,n}^+}{M_{x,21}^+}, \quad (1)$$

де, $M_{x,n}^+$ – значення екстремуму повздовжнього *позитивного* згинального моменту при навантаженні у n поверхів при застосуванні моделі ґрунтової основи зі ступінчастою стисливою товщею, кН·м;

$M_{x,21}^+$ – значення екстремуму повздовжнього *позитивного* згинального моменту при повному навантаженні у 21 поверх при застосуванні моделі ґрунтової основи з

однаковою стисливою товщею, кН·м;

– відносний повздовжній *негативний* згинальний момент $M_{x,відн.}^-$, од.:

$$M_{x,відн.}^- = \frac{M_{x,n}^-}{M_{x,21}^-}, \quad (2)$$

де, $M_{x,n}^-$ – значення екстремуму повздовжнього *негативного* згинального моменту при навантаженні у n поверхів при застосуванні моделі ґрунтової основи зі ступінчастою стисливою товщею, кН·м;

$M_{x,21}^-$ – значення екстремуму повздовжнього *негативного* згинального моменту при повному навантаженні у 21 поверх при застосуванні моделі ґрунтової основи з однаковою стисливою товщею, кН·м;

На рис. 9-10 графічно показано результати розрахунків $M_{x,відн.}^+$ та $M_{x,відн.}^-$ у плитних фундаментах двох секцій для моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої

здатності з однаковою та ступінчастою стисливими товщами під фундаментами секцій при різних співвідношеннях навантажень N_n/N_{21} .

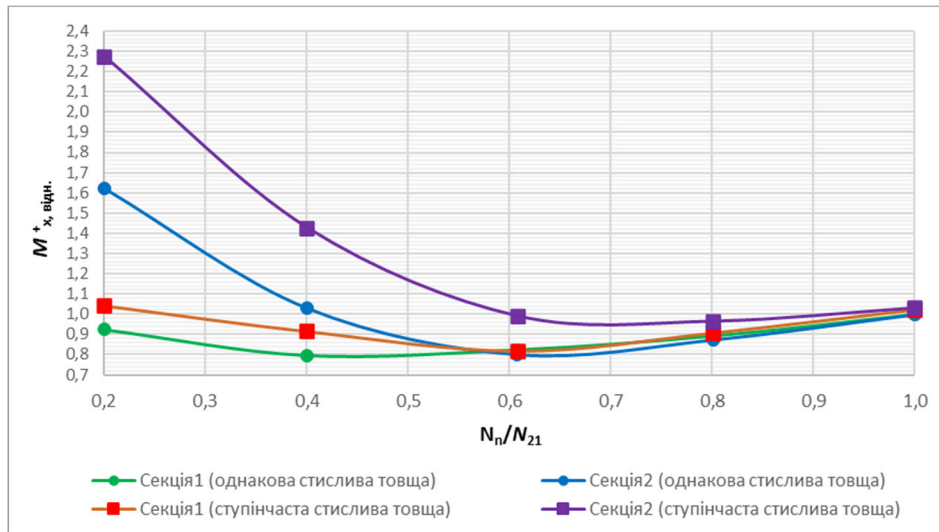


Рис. 9. Відносний повздовжній *позитивний* згинальний момент $M_{x,відн.}^+$.
 Fig. 9. Relative longitudinal *positive* bending moment $M_{x,relative}^+$

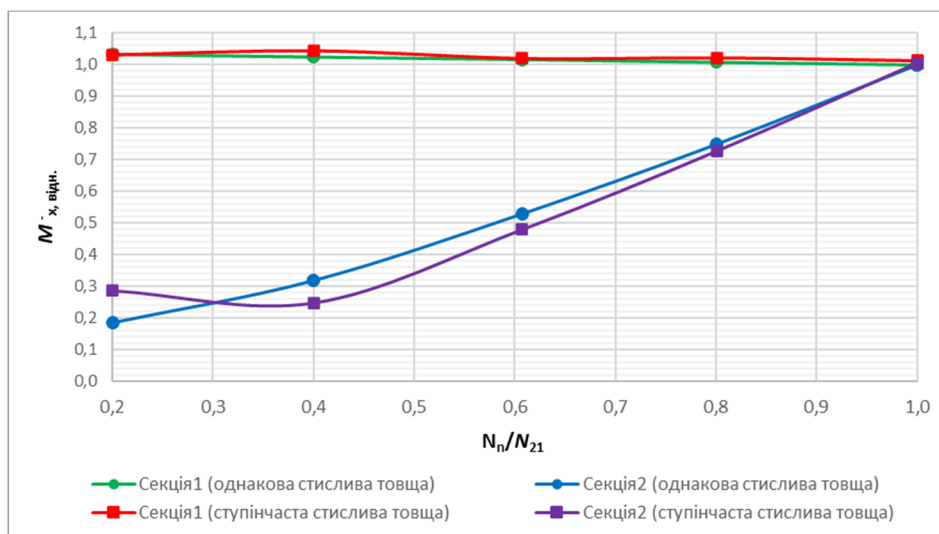


Рис. 10. Відносний повздовжній *негативний* згинальний момент $M_{x,відн.}^-$.
 Fig. 10. Relative longitudinal *negative* bending moment $M_{x,relative}^-$

Аналіз результатів розрахунку (рис. 9-10) показує, що для двосекційної будівлі на плитних фундаментах використання моделі ґрунтової основи із однаковою стисловою товщею, прийнятою по максимальному навантаженню при будь-якому його співвідношенні, у порівнянні із удосконаленою моделлю ґрунтової основи із ступінчастою стисловою товщею суттєво не впливає на абсолютні значення повздовжніх згинальних

моментів у фундаментній плиті максимально навантаженої секції 1. Різниця визначених значень знаходиться у межах 0-13% як у бік завищення, так і заниження для повздовжніх згинальних моментів на всьому інтервалі співвідношень навантажень.

Для фундаментної плити змінно навантаженої секції 2, відносно максимально навантаженої секції 1, різниця визначених значень повздовжніх негативних згинальних

моментів знаходиться у межах 1-10% як у бік завищення, так і заниження. Проте різниця визначених значень повздовжніх позитивних згинальних моментів знаходиться у межах 3-65% у бік заниження для моделі ґрунтової основи із однаковою стисливою товщею, що є принциповим недобрахуванням.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

На підставі результатів проведеного дослідження можна зробити наступні висновки та рекомендації:

1. Запропоновано удосконалену модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченої розподільчої здатності, яка має параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи, геометричний профіль з урахуванням їх розподільчої здатності та різні граничні умови, для моделювання та розрахунку системи «основа – фундаменти – споруди», яка відрізняється тим, що її нижня границя має ступінчастий геометричний профіль через різні величини стисливих товщ під кожним фундаментом споруд.

2. Проведено чисельні дослідження напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди» з метою виявлення впливу удосконаленої моделі ґрунтової основи на розподіл повздовжніх згинальних моментів великорозмірних поряд розташованих фундаментів різноповерхових споруд. За результатами аналізу розрахунків виявлено принципове заниження значень повздовжніх позитивних згинальних моментів у менш навантаженій фундаментній плиті до 65% у інтервалі співвідношень навантажень $N_n/N_{21}=0,2\div 1,0$ при використанні моделі ґрунтової основи із однаковою стисливою товщею у порівнянні із запропонованою удосконаленою моделлю ґрунтової основи зі ступінчастою стисливою товщею.

3. Практична цінність отриманих результатів полягає в тому, що за умови одночасного зведення секцій будівель та споруд з метою зниження абсолютних значень повздовжніх позитивних згинальних моментів слід дотримуватись інтервалу співвідношення навантажень не менше $N_n/N_{21}=0,8$, що

дозволить скоротити витрати для армування верхньої зони фундаментної плити менш навантаженої секції до 55-65%. Або, як загальновідомо, слід повністю зводити більш навантажену секцію зі стабілізацією деформацій основи, а після чого – зводити менш навантажену секцію.

4. Рекомендується використання удосконаленої моделі ґрунтової основи для підвищення точності моделювання ґрунтової основи великорозмірних поряд розташованих фундаментів різноповерхових споруд для отримання надійних та достовірних результатів напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди».

ЛІТЕРАТУРА

1. Лучковский И.Я. Взаимодействие конструкций с основанием / И.Я. Лучковский. – Харків: ХДАГХ (Бібліотека журналу ІТЕ), 2000. – Том 3. – 264 с.
2. Винников Ю.Л. Моделирование процессов усадки грунта при висесимметричному напружено-деформованому стані основ: дис. ... докт. техн. наук : спец. 05.23.02 / Ю.Л. Винников. – Київ, 2005. – 468 с.
3. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. – Запорожье, 2008. – 496 с.
4. Основи та фундаменти будівель і споруд ДБН В.2.1.-10:2018 – [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36с.
5. Тер-Мартirosян З.Г. Механика ґрунтов / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: АСВ, 2009. – 309 с.
6. Lutchkovsky, I.J. Definition of the parameters of an elastic finite layer / I.J. Lutchkovsky, O.V. Samorodov // *Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. Edinburgh, Scotland: 2015. – P. 3711-3715.
7. Заява на патент на винахід № а202301804, Україна МПК Е02D 27/12. МОДЕЛЬ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ (Самородов О.В., Табачников С.В.). Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекегова. – Заявл. 25.04.2023.
8. Самородов О.В. Вплив граничних умов на розподільчу здатність та деформативність моделі ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого шару скінченної ширини /

- О.В. Самородов, В.А. Александрович, С.В. Табачников, О.В. Гаврилюк // *Наука та будівництво*. – №2 (36)'. – Київ: ДП «ДНДІБК», 2023. – С. 12-19.
9. Empfehlungen des Arbeitskreises «Numerik in der Geotechnik» – EANG. *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (ed.)*, 2014. – 196 pp.
 10. Kh Mohd Najmu Saquib Wani, Rakshanda Showkat. «Soil Constitutive Models and Their Application in Geotechnical Engineering: A Review», *International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*, Vol. 7 Issue 04, pp. 137-145, 2018.
 11. Jean-Louis Briaud. «Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils», *John Wiley & Sons, Inc.*, Hoboken, New Jersey, US, 2013.
 12. Бойко І. П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І.П. Бойко, В.С. Носенко // *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка*. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. - 2012. - Вип. 4(1). - С. 54–60.
 13. 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. – 240с.
 14. Носенко В.С. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буроін'єкційних паль / В.С. Носенко, О.А. Кривенко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С. 48-57.
 15. Сковчок Л.О. Вплив послідовності зведення будинків на формування напружено-деформованого стану системи «основа-фундамент-надземні конструкції» / Л.О. Сковчок, А.М. Шабалтун // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 32-44.
 16. Ter-Martirosyan Z. G. Soil beds of high-rise buildings / Z.G. Ter-Martirosyan, A.Z. Ter-Martirosyan // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, – 2019. – 46(5), – 165-179.
 17. Braja M.D. Shallow foundations. Bearing capacity and settlements / M.D. Braja // CRC Press. Taylor & Francis Group. – 2017.
- REFERENCES
1. Luchkovsky, I.Ya. (2000). Vzaimodeystviye konstruktsey s osnovaniyem [Interaction of structures with the base]. Kharkiv: KHDACH (Library of the ITA journal), Volume 3, 264 p. (in Russian)
 2. Vynnykov, Yu.L. (2005). Modelyuvannya protsesiv ushchilnennya hruntu pry visesymetrychnomu napruzhenno-deformovanomu stani osnov [Modeling soil compaction processes in the axisymmetric stress-strain state of bases]. (Doctoral dissertation, specialization 05.23.02). Kyiv, 468 p. (in Ukrainian)
 3. Kushner, S.G. (2008). Raschet deformatsiy osnovaniy zdaniy i sooruzheniy [Calculation of deformations of the foundations of buildings and structures]. Zaporizhzhia: 496 p. (in Russian)
 4. Osnovy ta fundamenti budivel' i sporud: DBN V.2.1.-10:2018. (2018) - [Chynnyy vid 2019-01-01]. - Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 36 (in Ukrainian).
 5. Ter-Martirosyan, Z.G. (2009). Mekhanika gruntov [Soil mechanics]. M: ASV, 309 p. (in Russian)
 6. Luchkovsky, I.J., & Samorodov, O.V. (2015). Definition of the parameters of an elastic finite layer. *Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. 3711-3715.
 7. Patent application No. a202301804, Ukraine IPC E02D 27/12. MODEL HRUNTOVOYI OSNOVY [A SOIL BASE MODEL] (Samorodov, O.V., Tabachnykov, S.V.). Kharkiv National University of Urban Economy named after O.M. Beketov. Filed 25.04.2023.
 8. Samorodov, O.V., Alexandrovich, V.A., Tabachnykov, S.V., & Havryliuk, O.V. (2023). Vplyv hranychnykh umov na rozpodilchu zdatnist ta deformatyvnysh modely gruntovoyi osnovy u vyhlyadi liniyno-deformovanoho sharu skinchennoyi shyryny [The influence of boundary conditions on the distribution capability and deformability of the model of the soil base in the form of a linearly deformed layer of finite width]. *Science and construction*, 2 (36), 12-19.
 9. Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik" – EANG. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Ed.). (2014). 196 p
 10. Kh Mohd Najmu Saquib Wani, Rakshanda Showkat. (2018). Soil Constitutive Models and

Their Application in Geotechnical Engineering: A Review. *International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*, 7(04), 137-145.

11. Briaud, J.-L. (2013). *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Inc.
12. Boyko, I.P., Nosenko, V.S. (2012). Vplyv poslidovnosti zvedennya sumizhnykh sektiys vysothnoho budynku na pererozpodil zusyly u palovykh fundamentakh [The influence of the sequence of construction of adjacent sections of a high-rise building on the redistribution of forces in pile foundations]. *Zbirnyk naukovykh prats. Seriya: Haluzeve mashynobuduvannya, budivnytstvo. Poltava: PoltNTU*, (1), 54-60. (in Ukrainian).
13. Nosenko, V.S. (2012). Napruzhenodeformovanyj stan paljovo-plytynykh fundamentiv sekcijnykh vysotnykh budynkiv [Stress-strain state of plate-pile foundations of sectional high-rise buildings]. (Doctoral dissertation, specialization 05.23.02). Kyiv: KNUBA, 240 p. (in Ukrainian).
14. Nosenko, V.S., Krivenko, O.A. (2020). Vplyv zhorstkosti nesuchykh konstruktsiy budynku zi zbirnogo zalizobetonu na napruzhenodeformovanyj stan fundamentiv iz buroinyektsiynykh pal [The influence of the stiffness of the bearing structures of a precast concrete building on the stress-strain state of foundations made of augercast piles]. *Osnovu i fundamenty: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*, 40, 48-57 (in Ukrainian).
15. Skochko, L., Shabaltun, A. (2020). Vplyv poslidovnosti zvedennya budynkiv na formuvannya napruzhenodeformovanoho stanu systemy «osnova-fundament-nadzemni konstruktsiyi [The influence of the sequence of building construction on the formation of the stress-strain state of the base-foundation-superstructures system]. *Osnovu i fundamenty: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*, (41), 32-44 (in Ukrainian).
16. Ter-Martirosyan, Z.G., Ter-Martirosyan, A.Z. (2009). Soil beds of high-rise buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 46(5), 165-179.
17. Braja M.D. (2017). *Shallow foundations. Bearing capacity and settlements*. CRC Press. Taylor & Francis Group.

A soil base model of adjacent various story structures

Oleksandr SAMORODOV,
Sergii TABACHNIKOV,

Summary. In modern geotechnical engineering, owing to the development of information technology and availability of powerful packages for the calculation of the entire base - foundation - structure system, one of the main research areas is to develop, improve and investigate soil base models to ensure the adequate interaction between the components of the system during the construction and operation of buildings and structures (hereinafter referred to as the “structures”).

The paper proposes an improved soil base model in the form of a continuous layer of finite distribution capability to simulate and calculate adjacent multistory structures in the base - foundations - structures system using powerful calculation packages such as SOFiSTiK, ABAQUS, PLAXIS, SCAD, Lira and others. The improved model considers the parameters of the stress-strain properties of the soils of the bases, the geometric profile taking account of the distribution capability of the base and different boundary conditions, but differs from the existing models in that it has a stepped geometric profile at the lower boundary of the model because of different compressible layer depths under each foundation of the structures. The use of this model improves the accuracy of simulating a soil base for large-sized foundations of adjacent structures to obtain reliable results of the stress-strain state of the base - foundations - structures system.

An example demonstrates how to simulate and calculate raft foundations of a two-section multistory building in the base - foundations - structures system that interacts with an improved soil base model (linear strains of soils under loads are considered here) with reference to different numbers of stories of the sections. The numerical study results show on a specific calculation example that considering different compressible layers depths in the model under differently loaded foundations results in an increase in moment forces of up to 65% as compared with simulating the whole compressible layer, which may lead to the disruption of large-sized raft foundations.

Key words. Raft foundations, Soil base, Model, Compressible layer, Stress-strain state

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

Алла МОРГУН¹, Іван МЕТЬ²

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

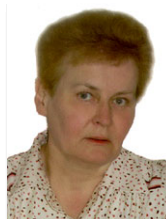
DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.32-38

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

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

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

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



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



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

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

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

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

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

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

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

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

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

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

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

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

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

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Приріст пластичних деформацій на конкретному кроці навантаження:

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

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

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

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

Приріст пластичних деформацій від девіатора напружень:

$$d\varepsilon_{дев}^p = D_{ij}d\lambda \quad (6)$$

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

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

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

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

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

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

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

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

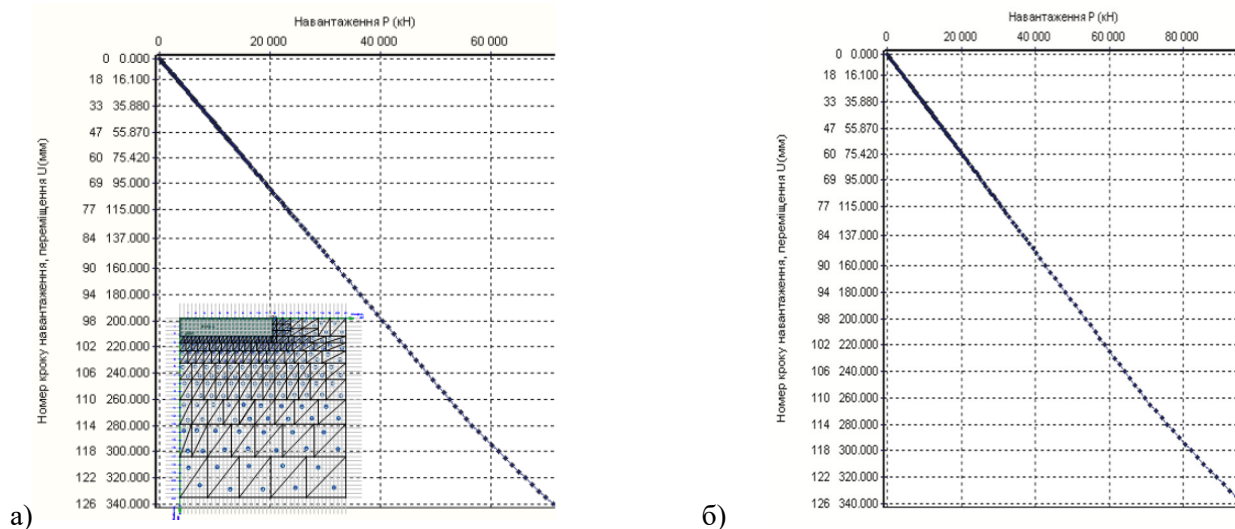
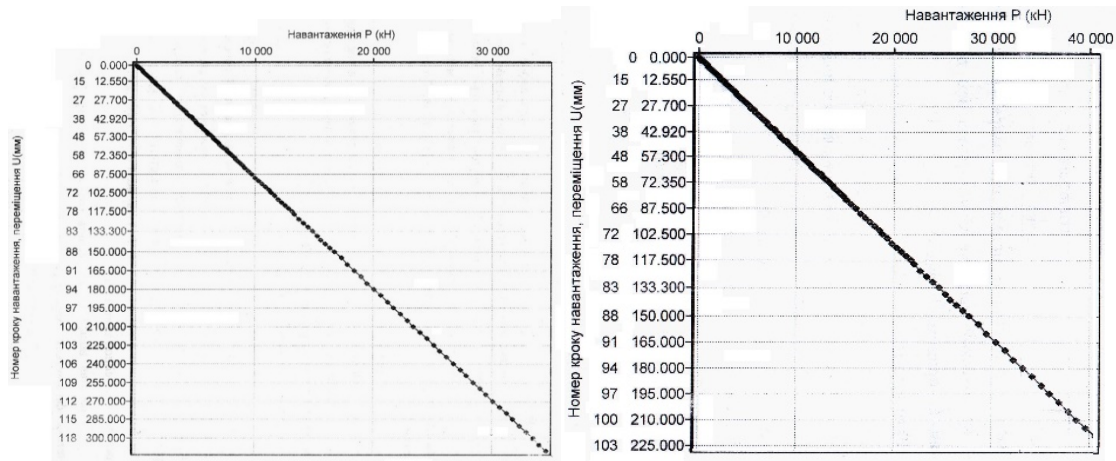


Рис. 1. Схема дискретизації активної зони навколо фундаментної плити та отримані за МГЕ графіки залежності «навантаження-осідання» металевого силосного корпусу діаметром 23,5м: а – при застосуванні підвищувального коефіцієнта m_k до модуля деформацій ґрунту E ; б – без нього.

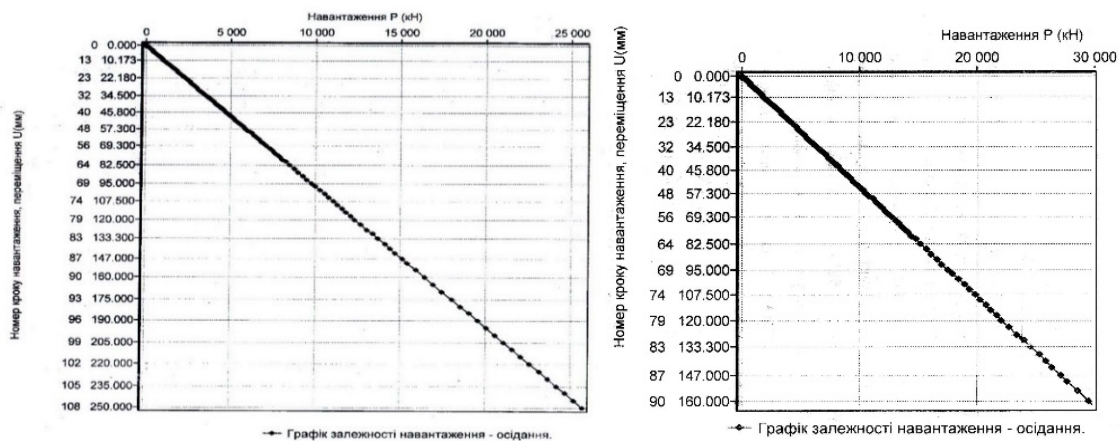
Fig. 1. Scheme of discretization of the core zone around the foundation slab and the graphs of the load-settlement dependence of a metal silo with a diameter of 23.5 m obtained by MBE: a - with the application of a multiplying factor to the soil deformation modulus E ; b - without it.



а) б)

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

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



а) б)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

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

ЛІТЕРАТУРА

1. Brebbia C.A. Boundary Element Techniques: Theory and Applications in Engineering / C.A. Brebbia, J.C.F. Telles, L.C. Wrobel. — Berlin and New York: Springer-Verlag, 1984. — 464 p.
2. Бойко І.П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І.П. Бойко, О.В. Сахаров // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. — К.: КНУБА, 2004. — Вип. 28. — С. 3-10.
3. Моргун А.С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів / А.С. Моргун // *Вінниця, ВНТУ*, 2016. — 122 с.

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

REFERENCES

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

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

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

*Alla MORGUN
Ivan MET*

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

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

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

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

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

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

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

Вплив методів деформування ґрунтової основи на формування напружено-деформованого стану підпірних стін

Василь ПІДЛУЦЬКИЙ¹, Василь БЕГАН²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
¹vasiliytsar@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1936-3990
²began.vasya@gmail.com, orcid.org/0009-0008-0357-5762

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.39-47

Анотація. Представлено результати числового моделювання взаємодії пальової підпірної стіни з ґрунтовою основою за допомогою програмних комплексів «Plaxis» та «ЛІРА-САПР». Виконано порівняння напружено-деформованого стану підпірних стін при різних методах розрахунку з урахуванням наявності скельного ґрунту.

У першому варіанті значення активного тиску на стіну визначено вручну відповідно до актуальних норм [3], а подальший розрахунок виконано в ПК «ЛІРА-САПР». Роботу системи «паля – ґрунт» реалізовано за допомогою CE 57, які об'єднані між собою за допомогою CE 10 (стержень), а значення горизонтальних жорсткостей ($R_{x,y}$) визначено відповідно до вимог [3].

У другому варіанті розрахунок підпірної стіни виконано в ПК «Plaxis 2D». Модель поведінки ґрунтів — «Mohr-Coulomb», для скельного ґрунту — «Hoek-Brown». Враховано, що в основі підпірної стіни залягають скельні ґрунти, що виявило суттєві відмінності в розподілі згинальних моментів по довжині підпірної стіни.

Встановлено, що напружено-деформований стан у першому варіанті суттєво відрізняється від другого. Показано різницю максимальних горизонтальних переміщень після розрахунку за першою та другою методиками. Досліджено відмінності та різницю між значеннями згинальних моментів, що виникають у підпірній стіні. Показано важливість використання сучасних геотехнічних розрахункових програмних комплексів для більш детального та точного аналізу конструкцій та основ.

Додатково, проведено оцінку впливу варіацій параметрів моделі ґрунтів та підпірної стіни на результати розрахунків. Результати



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



Василь БЕГАН
магістр кафедри
геотехніки

дослідження дозволяють рекомендувати використання комплексного підходу до моделювання для підвищення надійності та ефективності проектування підпірних стін. Проведений аналіз також показує, що застосування різних моделей поведінки ґрунту може суттєво впливати на кінцеві результати розрахунків, що підкреслює необхідність ретельного підбору параметрів моделювання.

Отримані результати мають важливе практичне значення для інженерів та проектувальників, оскільки дозволяють більш точно прогнозувати поведінку підпірних стін у різних умовах експлуатації. Це сприяє підвищенню безпеки та економічності будівельних проектів.

Ключові слова. Числове моделювання, підпірна стіна, ПК «ЛІРА-САПР», ПК «Plaxis 2D», CE 57, Mohr-Coulomb model, Hoek-Brown model, активний тиск.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

З кожним роком в мегаполісах нових будівель стає все більше, а площі доступної для будівництва – менше. Також, в зв'язку з тим, що будівництво далеко за межами міста, де є багато доступної площі, не викликає інтересу, а більш цікавими є місця ближче до центру міста – з'являється проблема будівництва у щільній забудові, коли необхідно збудувати споруду дуже близько до існуючих будівель з мінімальним впливом. В таких випадках без підпірних стін (стін огороження котловану) не можливо обійтися.

Ці стіни використовуються для утримання ґрунтів, збереження стійкості будівель, доріг тощо. Неточності в розрахунку можуть привести до серйозних наслідків, таких як пошкодження сусідніх будівель, руйнування стін огороження котловану.

Також важливим є ефективне використання підпірної стіни, саме з точки зору матеріалу.

МЕТА РОБОТИ

Виконати порівняння НДС підпірних стін з буронабивних паль, розрахунок яких виконано за допомогою числового моделювання взаємодії системи «підпірна стіна – ґрунт» використанням різних методів деформування ґрунтової основи.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Огороження котловану запроектовано з

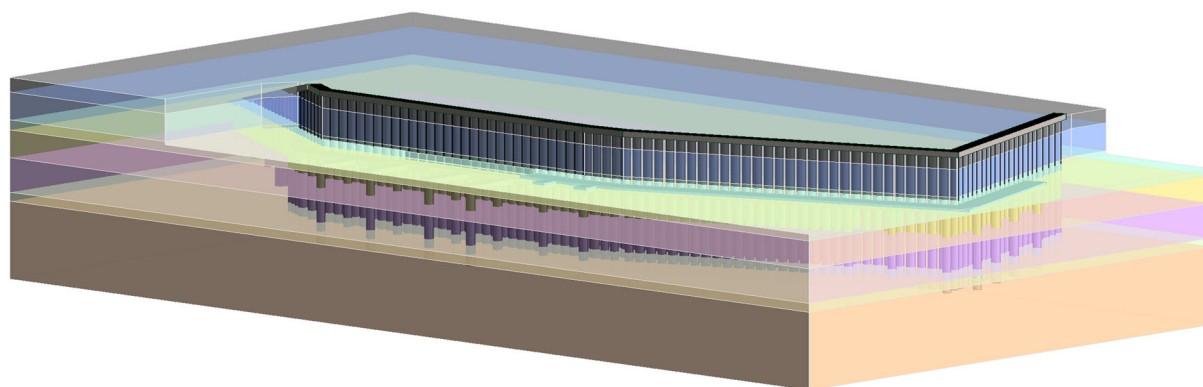


Рис.1. Загальний вигляд підпірних стін.

Fig.1. General view of retaining walls.

буронабивних паль діаметром 420 мм з кроком 600 мм, об'єднаних монолітним ростверком висотою 500 мм

Палі та монолітний ростверк запроектовано з бетону класу С20/25 та арматури класу А500С. Між палями влаштована монолітна забірка. Дно котловану знаходиться на відмітці -0,600 (+155,500). Загальний вигляд підпірної стіни наведено на Рис. 1. Відповідно до інженерно-геологічних вишукувань, серед нашарувань ґрунтів в основному глинисті ґрунти, також присутній скельний ґрунт – карпатський фліш, саме його обрано в якості основи паль. Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведено в Табл. 1. Для розрахунків прийнято найбільш навантажений переріз, який наведено на Рис. 2.

В першому варіанті розрахунку виконано збір навантажень на підпірну стіну відповідно до [3]. Для розрахунку інтенсивності горизонтального активного тиску від власної ваги прийнято:

- ε (кут нахилу розрахункової площини до вертикалі) = 0;
- ρ (кут нахилу поверхні засипки до горизонту) = 0;
- δ (коефіцієнт тертя і зчеплення з стіною) = 0.

Оскільки, в діапазоні призми обвалення різні нашарування ґрунтів, визначено приведені значення щільності, кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення:

- $\gamma' = 17,7 \text{ кН/м}^2$;
- $\varphi' = 19,08^\circ$;
- $c' = 14,5$

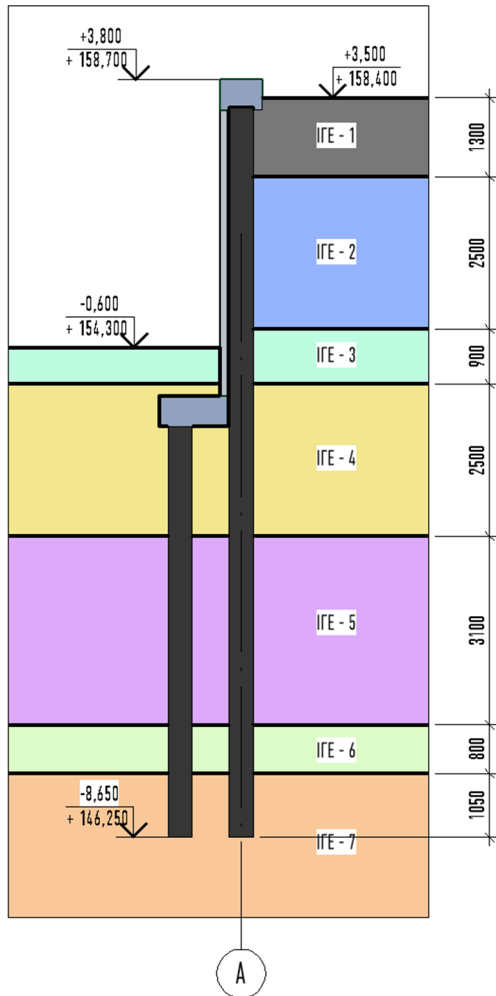


Рис.2. Посадка палі на інженерно-геологічний розріз.

Fig.2. Pile driving on an engineering and geological section.

За формулами з [3] отримано значення:

- $\lambda = 0,507$;
- $\theta = 35,46^\circ$;
- $K_1 = 1,425$;
- $K_2 = 0$;

При розрахунку активного тиску враховано рівномірно-розподілене навантаження на призмі обвалення підпірної стіни рівне 20 кПа, яке включає в себе навантаження від пожежного автомобіля.

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги в рівні котловану визначено за формулою (1) відповідно до [1]:

$$P_y = [\gamma \cdot \gamma_f \cdot h \cdot \lambda - c(K_1 + K_2)] \cdot \frac{y}{h}, \quad (1)$$

Інтенсивність горизонтального тиску

ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження в рівні котловану визначено за формулою (2) відповідно до [3]:

$$P_q = q \cdot \gamma_f \cdot \lambda; \quad (2)$$

Значення інтенсивності горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги в рівні котловану дорівнює 39,54 кПа, а значення інтенсивності горизонтального тиску ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження в рівні котловану – 10,15 кПа.

Розрахункова схема перерізу наведена на Рис. 3.

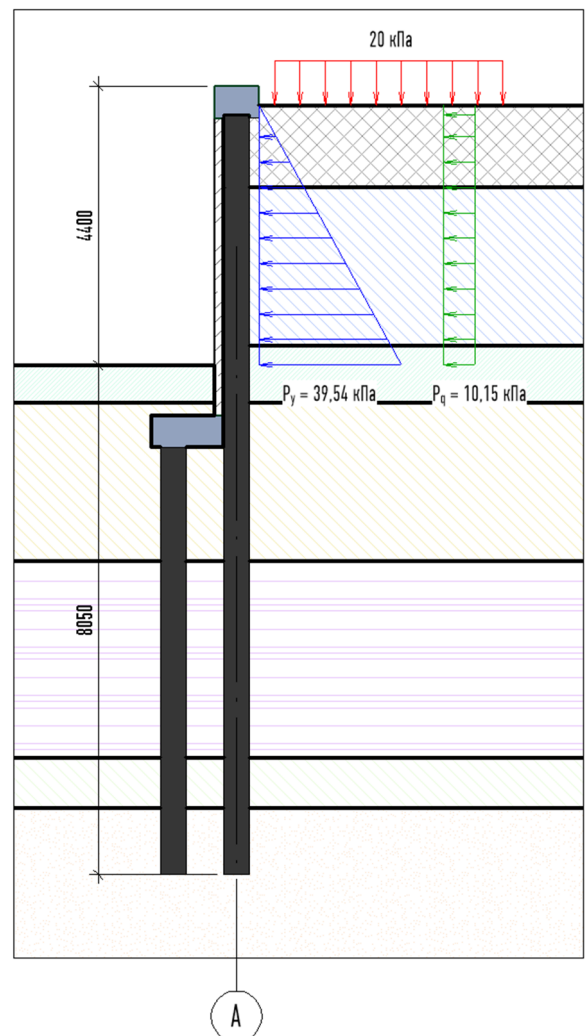


Рис.3. Розрахункова схема перерізу (на 1 м.п.).

Fig.3. Design cross-sectional diagram (per 1 m.p.).

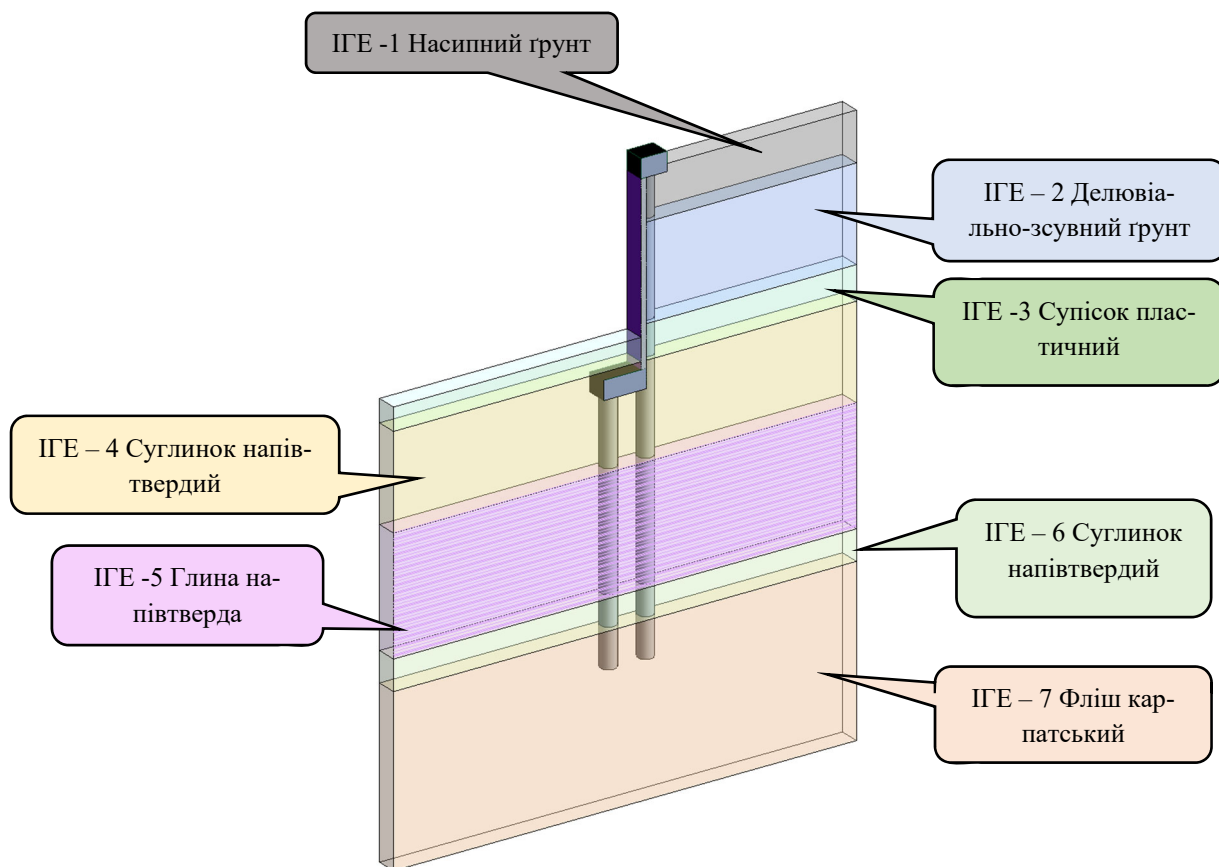


Рис.4. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка підпірної стіни.
 Fig.4. Engineering-geological section of the construction site and planting of the retaining wall.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів
 Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils

ІГЕ	Щільність, ρ	Коеф. пористості, e	Природна вологість, w	Ступінь водонасичення, S_r	Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Питоме зчеплення, C_n	Кут внутрішнього тертя, φ_n	Модуль деформації, E
	г/см ³	–	–	–	–	–	кПа	°	МПа
1	1,7	0,7	0,07	0,6	0,12	0,05	16	21	10
2	1,8	0,8	0,18	0,6	-	-	15	17	15
3	1,79	0,713	0,14	0,53	0,06	0,33	4	28	16
4	1,82	0,72	0,16	0,58	0,11	0,23	22	19	12
5	2,0	0,74	0,27	0,99	0,26	0,14	90	11	24
6	1,9	0,65	0,16	0,65	0,11	0,43	30	18	20
7	2,35	-	-	-	-	-	Тимчасовий опір стиску у водонасиченому стані 4,1 - 4,8 МПа		

Для першого варіанту розрахунку (за допомогою ПК «ЛІРА-САПР») моделювання системи «палія - ґрунт» виконано за допомогою скінченних елементів №57. Моделювання тіла палі виконано за допомогою SE 10 (стержень). Крок SE 57 по довжині палі складає 0,25 м.

Значення горизонтальних жорсткостей визначено за формулою (3):

$$C_z = \frac{K \cdot z}{\gamma_c}; R_{x,y} = C_z \cdot A; \quad (3)$$

Розрахункова схема із зазначеними значеннями горизонтальних жорсткостей палі наведена на Рис. 5. Деформована схема (переміщення в напрямку «Y») показана на Рис. 6. Значення та розподіл згинальних моментів наведено на Рис. 7.

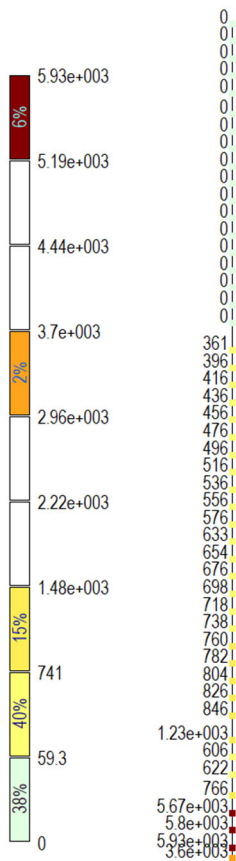


Рис.5. Загальний вигляд розрахункової схеми палі в ПК «ЛІРА-САПР» з зазначеними значеннями горизонтальних жорсткостей.

Fig.5. General view of the pile design scheme in «LIRA-FEM» software with the specified horizontal stiffness values.

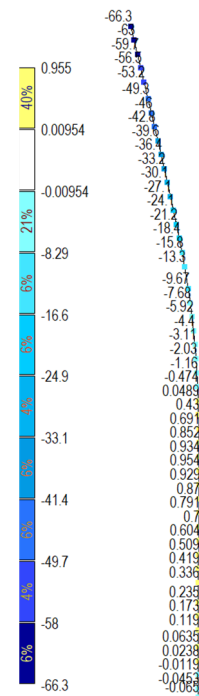


Рис.6. Деформована схема палі.
Fig.6. Deformed pile pattern.



Рис.7. Значення згинальних моментів в палі.
Fig.7. Values of bending moments in pile.

Наступний етап розрахунку виконано в ПК «Plaxis 2D». Модель поведінки ґрунту для ІГЕ 1...6 прийнято «Mohr-Coulomb», для ІГЕ – 7 – «Hoek-Brown». Загальні розміри масиву наведено на Рис. 8.

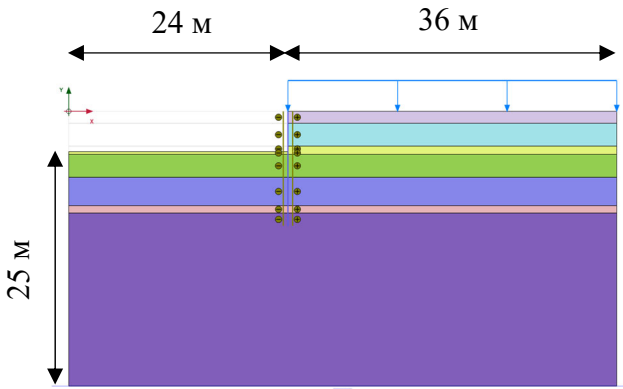


Рис.8. Загальні розміри масиву в ПК «Plaxis 2D».

Fig.8. General dimensions of the model in the «Plaxis 2D».

Особливість розрахунку в ПК «Plaxis 2D» є можливість використання різних моделей поведінки ґрунту. В даному випадку прийнято моделі «Mohr-Coulomb» та для ІГЕ – 7 – «Hoek-Brown».

Модель «Hoek-Brown» використовують для опису поведінки тріщинуватих гірських масивів. Ця модель є ізотропною лінійно-пружною та ідеально-пластичною з критерієм текучості Хука - Брауна. Цей критерій є розвитком критерія Кулона – Мора. Різниця між критеріями полягає в тому, що в моделі «Hoek-Brown» нелінійна залежність в осях « $\tau - \sigma$ », а для критерія Кулона – Мора – лінійна. Для визначення моменту виникнення пластичних деформацій використовують критерій Хука-Брауна 2002 року (4):

$$f_{HB} = \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a; \quad (4)$$

- σ_1 та σ_3 – найбільші та найменші головні напруження;
- σ_{ci} – гранична міцність непорушеної породи на одноосьовий стиск;
- m_b , a та s – безрозмірні параметри масиву, які впливають на форму і ступінь нелінійності. Ці параметри залежать від GSI (Geological Strength Index) та коефіцієнта D .

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right); \quad (5)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right); \quad (6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right]; \quad (7)$$

- m_i – параметр непорушеної породи, який знижується до параметру m_b , в залежності від ступеня пошкодження масиву.
- GSI – геологічний індекс міцності, який залежить від типу скельної породи;
- D – коефіцієнт пошкодження.

На Рис. 9 наведено поверхню текучості Хука-Брауна в просторі головних напружень і в девіаторній площині.

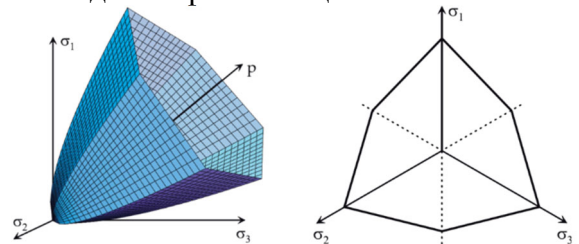


Рис.9. Поверхня текучості (критерій «Hoek Brown»).

Fig.9. Yield surface according to the «Hoek Brown» criterion.

Для розрахунку в ПК «Plaxis 2D» для моделі поведінки ґрунту «Hoek-Brown» прийнято наступні параметри:

- $E_{rm} = 1050$ МПа;
- $\sigma_{ci} = 4100$ кН/м²;
- $m_i = 7$;
- $GSI = 25$;
- $D = 0$;

Визначення модуля пружності скелі:

$$E_{rm} = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{75 + 25D - GSI}{11}\right)}} \right); \quad (8)$$

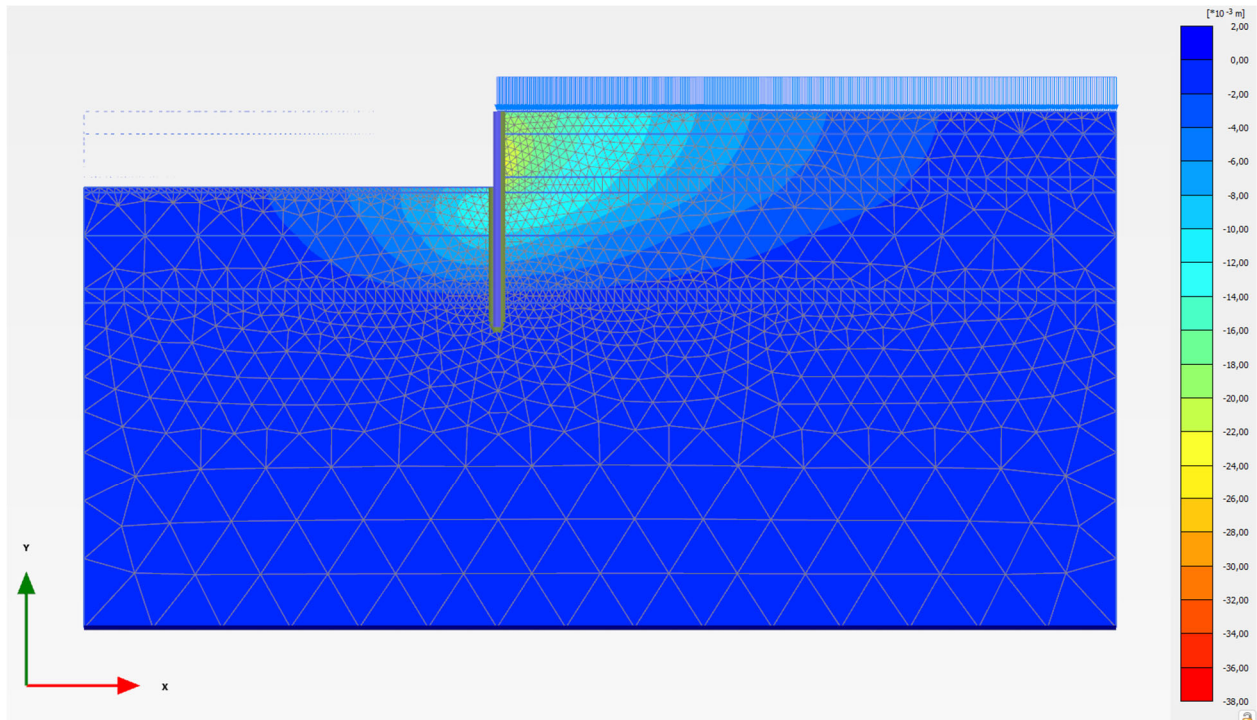


Рис.10. Значення горизонтальних переміщень в ПК «Plaxis 2D».
 Fig.10. Horizontal displacement values in the Plaxis 2D software.

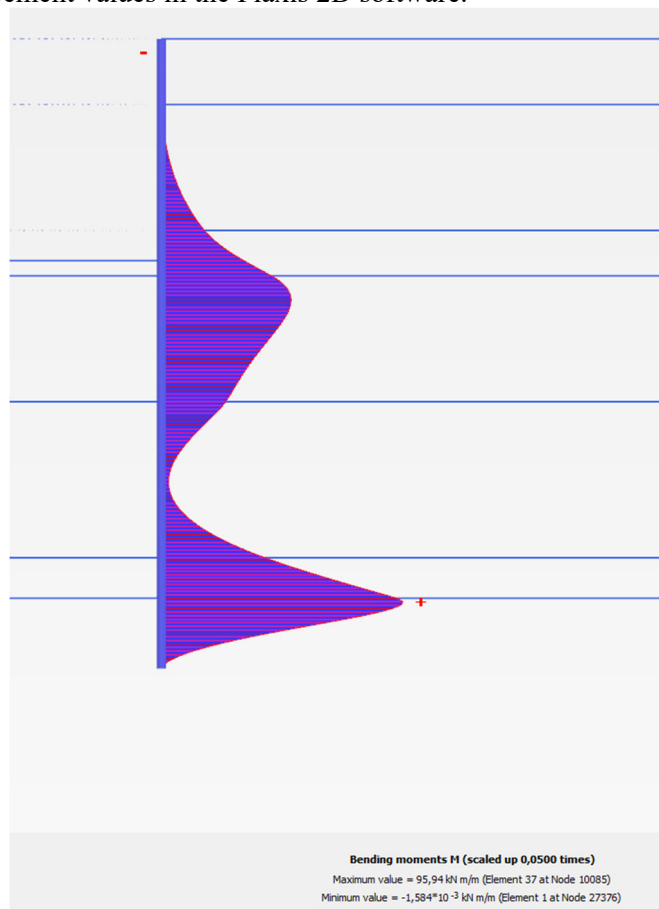


Рис.11. Значення згинальних моментів в підпірній стіні в ПК «Plaxis 2D»(кН*м)/м.
 Fig.11. Values of bending moments in the retaining wall in Plaxis 2D software (кН*м)/м.

На Рис. 10 наведено значення максимальних горизонтальних переміщень підпірної стіни в ПК «Plaxis 2D». На Рис. 11 показано значення та розподіл згинальних моментів в підпірній стіні.

В результаті порівняння розрахунків було виявлено, що результати НДС підпірної стіни **1-го варіанту** відрізняються від **2-го варіанту**. Діаграму порівняння горизонтальних переміщень підпірної стіни наведено на Рис. 12.



Рис. 12. Діаграма порівняння горизонтальних переміщень підпірної стіни для двох варіантів.

Fig. 12. Diagram comparing horizontal movements of the retaining wall for two options.

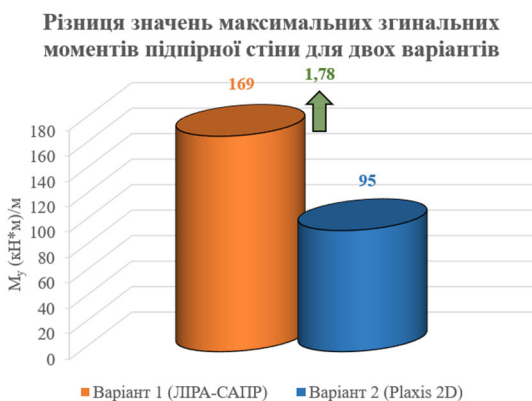


Рис. 13. Діаграма порівняння згинальних моментів для двох варіантів розрахунку.

Fig. 13. Diagram comparing bending moments for two calculation options.

На графіках показано, що значення горизонтальних переміщень, в **першому варіанті** розрахунку більші, **приблизно у 2 рази**, ніж у **другому варіанті**.

На Рис. 13 показано, що значення

моментів в палі більші в **першому варіанті** також майже у **2 рази**, порівняно з **другим варіантом**.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено, що значення горизонтальних переміщень підпірної стіни суттєво відрізняються в залежності від прийнятого розрахункового комплексу та методу деформування ґрунтової основи. В **першому варіанті** значення переміщень майже в **2 рази** більші, ніж в **другому варіанті**.

Показано, що значення максимальних згинальних моментів в **першому варіанті** також майже в **2 рази** більші, ніж у **першому варіанті**.

З'ясовано, що розподіл згинальних моментів в підпірній стіні суттєво відрізняється в обох варіантах. За рахунок того, що в **2 варіанті** використано модель поведінки ґрунту «Hoek-Brown» максимальне значення моменту з'являється не в межах dna котловану, а в місці початку скельного ґрунту. Таким чином доведено, що врахування більш складних моделей поведінки ґрунту суттєво впливає на НДС конструкцій, що в свою чергу впливає на необхідну площу армування конструкцій підпірної стіни.

ЛІТЕРАТУРА

1. Аналіз існуючих методик розрахунку підпірних стін з буронабивних паль. / Д. Михайловський, О. Комар, М. Хоронжевський // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С. 88-97.
2. Hoek E, Carranza-Torres CT, Corkum V. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symposium*. Toronto, Canada, vol. 1, 2002, pp. 267 – 273.
3. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 К.: Мінрегіонбуд України, 2015.
4. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1–10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіон України, 2018 – 36с.
5. Михайловський Д.В. Моделювання пальового фундаменту з використанням об'ємних

фізично-нелінійних скінчених елементів ґрунту / Д.В. Михайловський, Д.М. Матющенко, А.О.Смоленський. // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві». №29'15; Київ: НДІБВ, 2015. - С.44 - 52.

6. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.

REFERENCES

1. Mykhailovskiy D., Komar O., Khoronzhevskiy M. (2023). Analiz isnuichykh metodyk rozrakhunku pid-pirnykh stin z buronabyvnykh pal [Analysis of existing methods for calculating retaining walls from bored piles]. *Osnovy ta fundamenti: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. K.: KNUBA. Vyp. 46. S.88-97 (in Ukrainian).
2. Hoek E, Carranza-Torres CT, Corkum B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symposium*. Toronto, Canada, vol. 1, pp. 267 – 273.
3. Nastanova z proektuvannia pidpirnykh stin [Guidelines for the design of retaining walls]: DSTU-N B V.2.1-31:2014 K.: Minrehionbud Ukrainy, 2015.
4. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018. – [Chynnyi vid 2019.01.01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 2018 – 36s
5. Mykhailovskiy D.V., Matiushchenko D.M., Smolenskiy A.O. (2015). Modeliuvannia palovoho fundamentu z vykorystanniam obiemnykh fizychno-neliniinykh skinchenykh elementiv hruntu [Modeling of the pile foundation using volumetric physically nonlinear finite soil elements]. *Naukovo-tekhnichnyi zhurnal «Novi tekhnologii v budi-vnytstvi»*. Kyiv: NDIBV, №2915, S.44 - 52.
6. Horodetskiy A.S., Evzerov Y.D. (2007). Kompiuternye modeli konstruktsiyi [Computer models of structures]. Kyiv: FAKT, 392s.

Influence of soil base deformation methods on the formation of the stress-strain state of retaining walls

Vasyl PIDLUTSKYI, Vasyl BEHAN

Abstract. The results of numerical modeling of the interaction between a pile retaining wall and the soil base using the software complexes "Plaxis" and

"LIRA-SAPR" are presented. A comparison of the stress-strain state of retaining walls using different calculation methods, taking into account the presence of rock soil, has been performed.

In the first variant, the active pressure on the wall was determined manually in accordance with the current standards [3], and the subsequent calculation was carried out in the "LIRA-SAPR" software complex. The "pile-soil" system was modeled using FE 57, which are interconnected by FE 10 (rod), and the values of horizontal stiffness ($R_{x,y}$) were determined according to the requirements of [3].

In the second variant, the retaining wall calculation was performed in "Plaxis 2D". The soil behavior model is "Mohr-Coulomb", and for rock - "Hoek-Brown". It was considered that rock soils lie at the base of the retaining wall, which revealed significant differences in the distribution of bending moments along the length of the retaining wall.

It was established that the stress-strain state in the first variant significantly differs from the second. The difference in maximum horizontal displacements after the calculation by the first and second methods was shown. Differences and variations in the values of bending moments occurring in the retaining wall were investigated. The importance of using modern geotechnical calculation software complexes for a more detailed and accurate analysis of structures and foundations was demonstrated.

Additionally, an assessment of the impact of variations in the parameters of the soil and retaining wall models on the calculation results was conducted. The research results allow recommending the use of a comprehensive modeling approach to enhance the reliability and efficiency of retaining wall design. The analysis also shows that the application of different soil behavior models can significantly affect the final calculation results, highlighting the need for careful selection of modeling parameters.

The obtained results have significant practical value for engineers and designers, as they allow for more accurate prediction of the behavior of retaining walls under various operating conditions. This contributes to improving the safety and cost-effectiveness of construction projects.

Keywords: Numerical modeling, retaining wall, "LIRA-SAPR" software, "Plaxis 2D" software, FE 57, Mohr-Coulomb model, Hoek-Brown model, active pressure.

Аналіз ефективності використання коротких паль у складі стовпчастого пальового фундаменту

Ірина МАЄВСЬКА¹, Наталя БЛАЦУК², Олександр ШМУНДЯК³

Вінницький національний технічний університет
95, Хмельницьке шосе, Вінниця, Україна, 21000,

¹ irina.mayevskaja@gmail.com, orcid.org/0000-0001-5999-6824

² blaschuk@vntu.edu.ua, orcid.org/0000-0001-9764-0271

³ shmund@ukr.net, https://orcid.org/0009-0005-4025-873X

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.48-60

Анотація. Досліджена реалізація роботи ростверку і паль у складі стовпчастого пальового фундаменту в залежності від довжини паль, способу влаштування паль, відстані між палями і виду ґрунтів при сталій кількості паль. Аналізувались ступінь реалізації несучої здатності паль і ступінь реалізації роботи ростверку у складі пальового фундаменту. Для розв'язання поставлених у даній роботі завдань було виконане математичне моделювання методом скінчених елементів сумісної роботи елементів пальового фундаменту з ґрунтовою основою та окремо роботи палі і ростверку як фундаменту мілкого закладання у програмному комплексі «Plaxis 3D Foundation».

Встановлено, що реалізація несучої здатності паль у складі фундаменту з великою відстанню між палями значно краща. Довжина паль також впливає на ступінь їх реалізації. При збільшенні довжини несуча здатність паль реалізується менше. Найбільша реалізація несучої здатності паль у складі фундаменту спостерігається для коротких паль. Реалізація тиску під подошвою ростверку із збільшенням кроку паль також покращується, реалізація несучої здатності ростверку складає від 8 до 50%, що дозволяє підвищити несучу здатність фундаменту. Для піщаних і глинистих ґрунтів характер перерозподілу зусиль між елементами стовпчастого пальового фундаменту аналогічний. Для фундаментів з бурових паль ступінь реалізації тиску під подошвою ростверку, як і ступінь реалізації несучої здатності паль вища, ніж для фундаментів з забивних паль. Керівним фактором є довжина паль.

Досліджена економічна ефективність переходу в однорідних ґрунтах від куцця з довгих



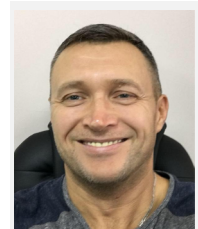
Ірина Масвська

доцент кафедри будівництва, міського господарства та архітектури
к.т.н., доц.



Наталя Блацук

доцент кафедри будівництва, міського господарства та архітектури
к.т.н., доц.



Олександр Шмундяк

аспірант кафедри будівництва, міського господарства та архітектури

паль при стандартному мінімальному кроці до куцця з коротких паль при збільшеній відстані між палями. За рахунок врахування спільної роботи паль і ростверку куцця з коротких паль з більшими габаритами ростверку забезпечує таку ж несучу здатність, як куцця з довгих паль з компактним ростверком.

Не дивлячись на значне зростання об'єму бетону ростверку і кількості арматури при збільшенні кроку паль економія коштів на вартості паль забезпечує економічний ефект від використання куців з коротких паль з широкими ростверками до 35%.

Ключові слова. Стовпчастий пальовий фундамент, ростверк, забивна паля, бурова па-

ля, перерозподіл навантажень, ступінь реалізації несучої здатності, кошторисна вартість, економічна доцільність.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Особливості поведінки паль і ростверка у складі групи досліджувалась значною кількістю авторів (Голубков Б. М., Бартоломей А. О., Дорошкевич Н. М., Знаменський В. В., Девальтовський Є. Е., Сернов В. О., Burland J. B. [1], Hanna T. H. [2], Whitaker T. [3], Katzenbach R. [4], Poulos H. G. [5], Randolph M. F. [6]). В результаті встановлено, що некоректно призначати параметри фундаментів з групи паль на підставі параметрів одиночних паль, потрібно враховувати взаємодію всіх елементів пального фундаменту.

Більшість авторів відзначають, що низький ростверк включається в роботу по мірі ущільнення шарів ґрунту під подошвою ростверку, через подошву ростверку може передаватись на ґрунтову основу значна частка (10-50%) навантаження на фундамент. Ґрунт у верхній частині міжпального простору переміщується відносно паль, завдяки чому опір тертя верхньої частини поверхні паль зменшується.

Дослідження роботи палових груп продовжується як в Україні, так і за кордоном. Так, у роботах [7 – 9] на підставі фізичного та математичного моделювання роботи палових груп з різною кількістю паль в межах ростверку сталих розмірів зроблені такі висновки:

- відсоток навантаження, яке сприймає ростверк, збільшується по мірі зменшення довжини і кількості паль;
- із зменшенням довжини паль відсоток навантаження, що сприймається ростверком, збільшується до 38%;
- із зменшенням кількості паль відсоток навантаження, що сприймається ростверком, збільшується до 55%;
- збільшення кількості паль призводить до збільшення навантаження, яке сприймає фундамент, але у значно меншій степені, ніж можна було очікувати.

Над питаннями розподілу зусиль між елементами пального фундаменту працюють науковці кафедри БМГА ВНТУ [10 – 15]. але є ще багато аспектів, які залишається поза увагою. Зокрема чи є економічно доцільним використання коротких паль у порівнянні з довгими і за яких умов використання коротких паль може дати економічний ефект.

Оскільки проектування фундаментів у вигляді груп паль за нормами [16] здійснюється на підставі визначення граничного опору одиночної палі, то при проектуванні за нормами короткі палі будуть поступатись довгим (за умови збереження їх кількості).

Врахування спільної роботи всіх елементів пального фундаменту може підвищити ефективність і надійність проектних рішень з використанням коротких паль, тому тема дослідження є актуальною і має практичне значення.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є дослідження ефективності використання коротких паль у складі стовпчастих палових фундаментів у порівнянні з довгими.

Була поставлена задача виявити вплив довжини паль та відстані між палями на перерозподіл зусиль між елементами стовпчастих палових фундаментів та ефективність роботи у складі фундаменту.

Крім геометричних параметрів паль досліджувався вплив таких параметрів: вид паль (влаштовані без виймання та з вийманням ґрунту), фізико-механічні характеристики основи на ефективність роботи елементів пального фундаменту.

Досліджувалась економічна ефективність переходу в однорідних ґрунтах від куца з довгих паль при стандартному мінімальному кроці до куца з коротких паль при збільшеній відстані між палями.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Оскільки фізичне моделювання і тим більше польові дослідження палових фун-

даментів є громіздкими і дорого вартісними, а в випадку фізичного моделювання до того ж може використовуватись лише піщана основа, то у світовій практиці пропонуються різноманітні розрахункові методи для кількісного аналізу роботи пальових фундаментів з низькими та високими ростверками [17].

Дослідження проводилось на базі математичного моделювання у програмному комплексі Plaxis 3D, який розроблений на основі методів скінченних елементів та умов просторової задачі. Доцільність використання програмного комплексу Plaxis 3D для розв'язання різноманітних задач геотехніки підтверджується багатьма авторами.

Програма чисельного моделювання роботи систем стовпчастий ростверк – палі – ґрунт

Моделі експерименти розділено на такі підгрупи:

I – моделювання сумісної роботи ростверку і паль на однорідній піщаній основі при довжинах паль 3 м, 6 м, 9 м, 12 м та при осьовій відстані між ними 3d, 5d, 7d,

товщина ростверку 500 мм, програму моделювання наведено в табл. 1. Характеристики піщаного ґрунту: пісок дрібний, $\gamma = 18,6 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,67$, $c = 2 \text{ кПа}$, $\varphi = 32^\circ$, $E = 28 \text{ МПа}$;

II – моделювання сумісної роботи ростверку і паль на однорідній глинистій основі при довжинах паль 3 м, 6 м, 9 м, 12 м та при осьовій відстані між ними 3d, 5d, 7d, товщина ростверку 500 мм, програму моделювання наведено в табл. 1. Характеристики глинистого ґрунту: суглинок, $\gamma = 18,7 \text{ кН/м}^3$, $c = 23 \text{ кПа}$, $\varphi = 21^\circ$, $\nu = 0,35$, $E = 14 \text{ МПа}$;

III – моделювання роботи одиночних паль різної довжини в різних ґрунтових умовах підгруп I – II;

IV – моделювання роботи ростверку як фундаменту мілкого закладання в різних ґрунтових умовах підгруп I – II.

У першій серії моделювались забивні палі, у другій серії – бурові палі.

Таблиця 1 – Програма моделювання сумісної роботи ростверку і паль стовпчастого пальового фундаменту для підгруп I – II

Table 1 - The program for simulating the joint operation of the grid and the piles of the columnar pile foundation for subgroups I - II

Група дослідів	Довжина та поперечний розмір паль	Крок і кількість паль	Розміри ростверка
1	L = 3 м, d = 0,3 м	3d, 9 шт.	2,4×2,4 м
2		5d, 9 шт.	3,6×3,6 м
3		7d, 9 шт.	4,8×4,8 м
4	L = 6 м, d = 0,3 м	3d, 9 шт.	2,4×2,4 м
5		5d, 9 шт.	3,6×3,6 м
6		7d, 9 шт.	4,8×4,8 м
7	L = 9 м, d = 0,3 м	3d, 9 шт.	2,4×2,4 м
8		5d, 9 шт.	3,6×3,6 м
9		7d, 9 шт.	4,8×4,8 м
10	L = 12 м, d = 0,3 м	3d, 9 шт.	2,4×2,4 м
11		5d, 9 шт.	3,6×3,6 м
12		7d, 9 шт.	4,8×4,8 м

Результати чисельного моделювання системи «ростверк – палі – основа»

Величина навантаження на моделі збільшувалась до тих пір, поки деформації знаходились в межах допустимих значень (не менше 100 мм).

На рис. 1, 2 наведено варіанти розрахункових моделей стовпчастого пальового фундаменту та ґрунтового масиву.

На рис. 3 – 6 наведені графіки залежності несучої здатності стовпчастого пальового фундаменту в цілому від довжини паль. Одночасно на графіках показаний характер зростання суми несучих здатностей одиночних паль.

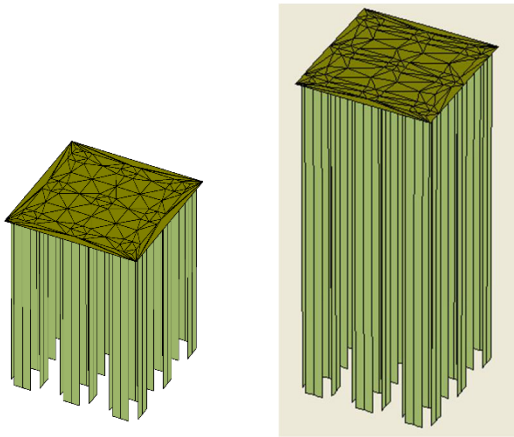


Рис. 1 – Розрахункові моделі стовпчастого пального фундаменту, палі довжиною 3 м та 9 м при кроці 3d

Fig. 1 – Calculation models of a columnar pile foundation, piles 3 m and 9 m long at a 3d step

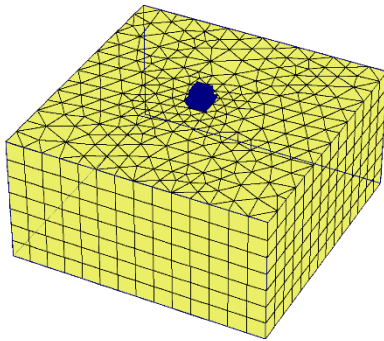


Рис. 2 – Розрахункова модель ґрунтового масиву

Fig. 2 - Calculation model of the soil mass

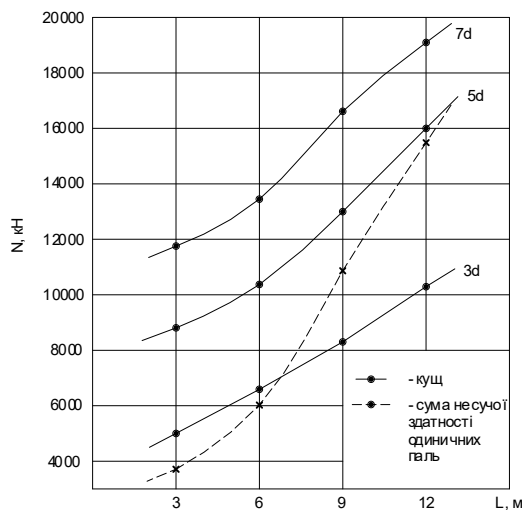


Рис. 3 – Графік залежності несучої здатності стовпчастого пального фундаменту від довжини палі (палі забивні, ґрунт – пісок)

Fig. 3 - Graph of the dependence of the bearing capacity of the columnar pile foundation on the length of the piles (driven piles, soil - sand)

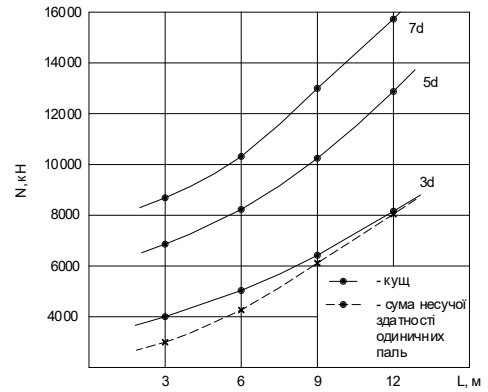


Рис. 4 – Графік залежності несучої здатності стовпчастого пального фундаменту від довжини палі (палі забивні, ґрунт – суглинок)

Fig. 4 – Graph of the dependence of the bearing capacity of the columnar pile foundation on the length of the piles (driven piles, soil - loam)

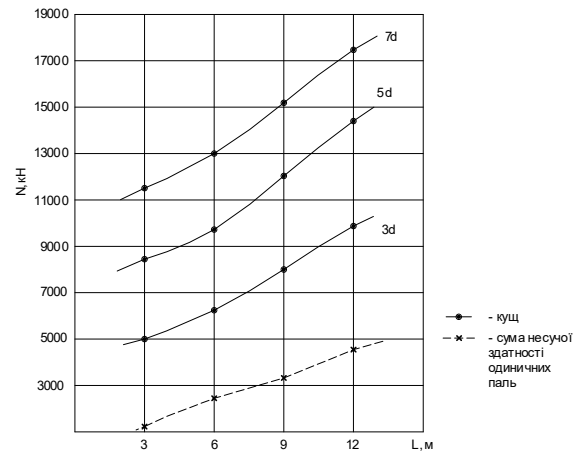


Рис. 5 – Графік залежності несучої здатності стовпчастого пального фундаменту від довжини палі (палі бурові, ґрунт – пісок)

Fig. 5 – The graph of the dependence of the bearing capacity of the columnar pile foundation on the length of the piles (drilled piles, soil - sand)

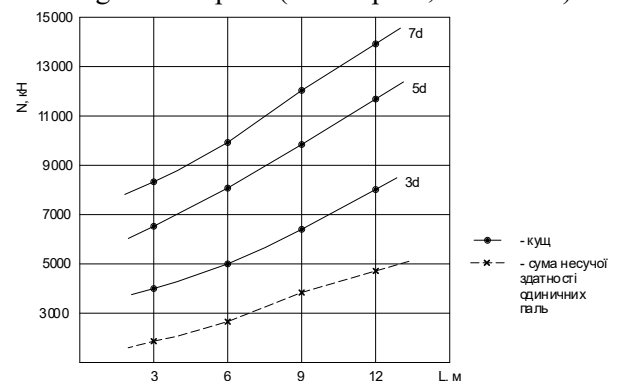


Рис. 6 – Графік залежності несучої здатності стовпчастого пального фундаменту від довжини палі (палі бурові, ґрунт – суглинок)

Fig. 6 – The graph of the dependence of the bearing capacity of the columnar pile foundation on the length of the piles (drilled piles, soil - loam)

Загальна несуча здатність збільшується при збільшенні довжини і кроку паль, що закономірно, але несуча здатність фундаменту з забивних паль перевищує суму несучих здатностей одиночних паль у глинистому ґрунті, а в піщаному при кроці 3d лише для коротких паль. При збільшенні кроку паль (і відповідно збільшенні площі ростверку) загальна несуча здатність фундаменту відповідно зростає.

Для бурових паль несуча здатність фундаменту перевищує суму несучих здатностей одиночних паль в будь-якому випадку і з збільшенням кроку паль це перевищення стає дуже суттєвим.

Можна відзначити також, що збільшення довжини палі у 4 рази дає збільшення несучої здатності фундаменту лише у 1,5 рази при кроці 7d і у 2 рази про кроці 3d. Отже, ефективність роботи коротких паль у складі фундаменту значно вища.

Аналіз графіків на рис. 3 – 6 показує, що фундамент з забивних паль довжиною 12 м при розмірах ростверку 2,4 × 2,4 м (крок паль 3d) має таку ж несучу здатність, як фундамент з паль довжиною 6 м при розмірах ростверку 3,6 × 3,6 м (крок паль 5d) і фундамент з паль довжиною 3 м при розмірах ростверку 4,8 × 4,8 м (крок паль 7d). Слід відзначити, що графіки побудовані для значень несучої здатності при осіданні 100 мм.

Для фундаментів з бурових паль картина ще краще. Несуча здатність фундаменту з паль довжиною 3 м наближається до несучої здатності фундаменту з паль довжиною 12 м при розмірах ростверку 2,4 × 2,4 м вже при розмірі ростверку 3,6 × 3,6 м.

Таким чином можна значно скоротити довжину паль за рахунок збільшення габаритів ростверку.

Для кращого розуміння впливу окремих елементів пального фундаменту на його сумарну несучу здатність на графіках рис. 7 – 10 наведена залежність навантаження, що припадає на ростверк і палі у складі фундаменту від довжини і кроку паль. На рисунках показана також залежність сумарної несучої здатності одиночних паль від їх довжини. Значення навантажень на рост-

верк і палі на рис. 7 – 10 визначались для осідання 100 мм.

Бачимо, що навантаження, що припадає на ростверк, практично не залежить від довжини паль як для забивних, так і бурових паль і при різних видах ґрунту основи. При коротких палях ростверк забезпечує сприйняття значної частки навантаження на фундамент, а при довгих палях переважну частку навантаження беруть на себе палі.

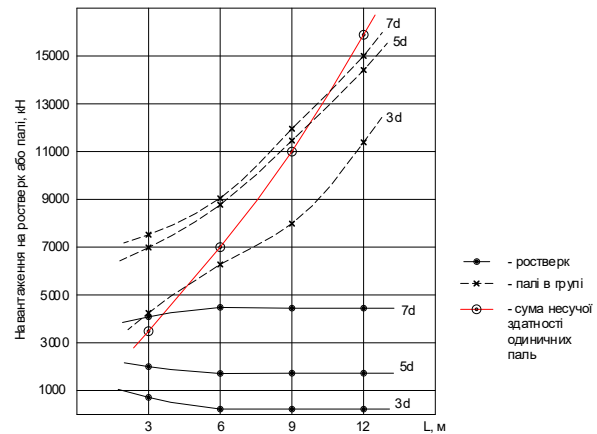


Рис. 7 – Залежність навантаження, що припадає на ростверк і палі у складі пального фундаменту від довжини і кроку паль (палі забивні, ґрунт піщаний)

Fig. 7 – Dependence of the load falling on the grid and piles as part of the pile foundation on the length and pitch of the piles (driven piles, sandy soil)

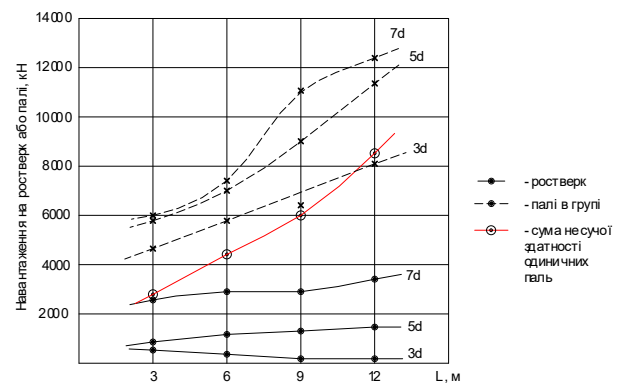


Рис. 8 – Залежність навантаження, що припадає на ростверк і палі у складі пального фундаменту від довжини і кроку паль (палі забивні, ґрунт глинистий)

Fig. 8 – Dependence of the load falling on the grid and piles as part of the pile foundation on the length and pitch of the piles (driven piles, clay soil)

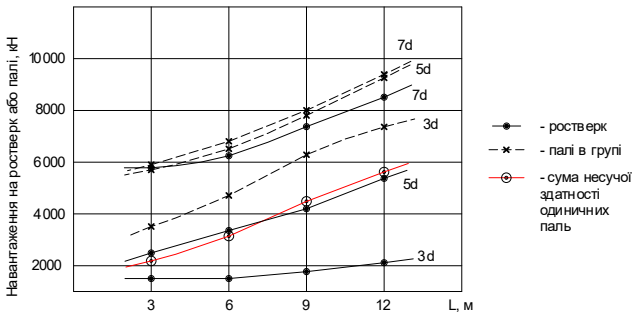


Рис. 9 – Залежність навантаження, що припадає на ростверк і палі у складі пального фундаменту від довжини і кроку палів (пали бурові, ґрунт піщаний)

Fig. 9 – Dependence of the load falling on the grid and piles as part of the pile foundation on the length and pitch of the piles (drilled piles, sandy soil)

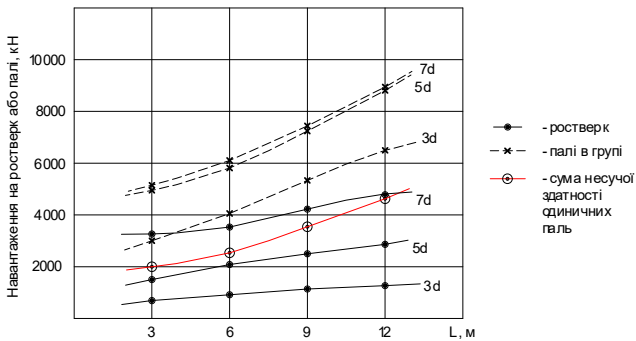


Рис. 10 – Залежність навантаження, що припадає на ростверк і палі у складі пального фундаменту від довжини і кроку палів (пали бурові, ґрунт глинистий)

Fig. 10 – Dependence of the load falling on the grid and piles as part of the pile foundation on the length and pitch of the piles (drilled piles, clay soil)

Видно також, що палі у складі фундаменту краще себе реалізують, ніж одиночні. Виключення складають фундаменти з забивних палів у піщаних ґрунтах (рис.7), але і в цьому випадку гірша реалізація несучої здатності палів стосується лише довгих палів. Для палів довжиною 3 м в будь-якому випадку палі у групі сприймають більше навантаження, ніж сума несучих здатностей одиночних палів.

Представляє інтерес визначення питомої несучої здатності палів та ростверків у складі фундаментів (відношення несучої здатності елемента до його об'єму, kN/m^3).

Результати розрахунків представлені на рис. 11 – 14.

З рис. 11 – 14 чітко видно, що питома несуча здатність коротких палів у всіх випадках є найбільшою (питома несуча здатність триметрової палі перевищує питому несучу здатність дванадцятиметрової палі в 1,5 – 2 рази. Питома несуча здатність палів зростає також і при збільшенні кроку палів (розмірів ростверку). Такі залежності спостерігаються як для забивних, так і для бурових палів незалежно від виду ґрунту.

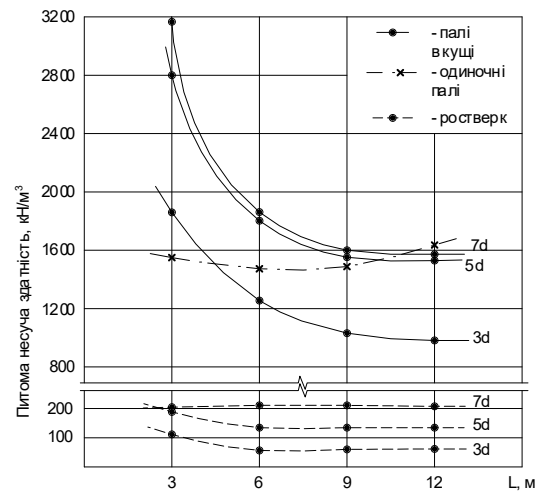


Рис. 11 – Залежність питомої несучої здатності палів і ростверку від довжини і кроку палів (пали забивні, ґрунт піщаний)

Fig. 11 – Dependence of the specific bearing capacity of piles and grating on the length and pitch of the piles (driven piles, sandy soil)

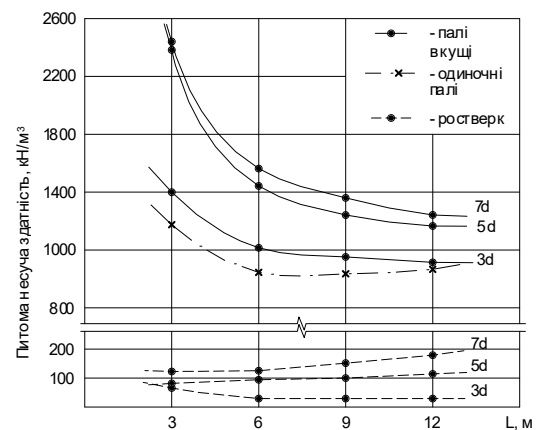


Рис. 12 – Залежність питомої несучої здатності палів і ростверка від довжини і кроку палів (пали забивні, ґрунт глинистий)

Fig. 12 – Dependence of the specific bearing capacity of piles and grid on the length and pitch of the piles (driven piles, clay soil)

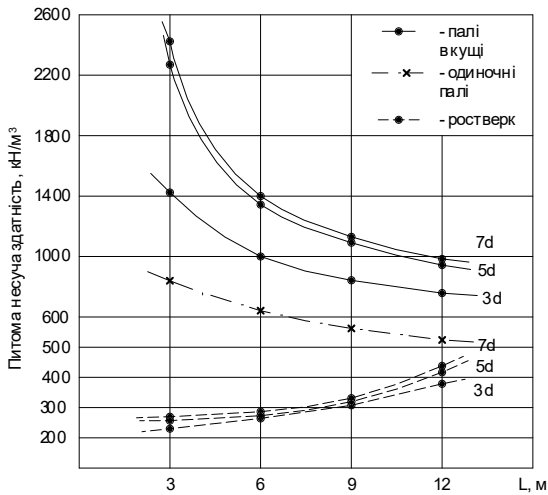


Рис. 13 – Залежність питомої несучої здатності палей і ростверку від довжини і кроку палей (палі бурові, ґрунт піщаний)

Fig. 13 – Dependence of the specific bearing capacity of piles and grid on the length and pitch of the piles (drilled piles, sandy soil)

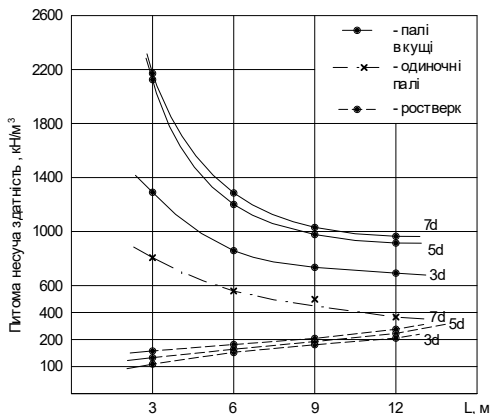


Рис. 14 – Залежність питомої несучої здатності палей і ростверку від довжини і кроку палей (палі бурові, ґрунт глинистий)

Fig. 14 – Dependence of the specific bearing capacity of piles and grating on the length and pitch of the piles (drilled piles, clayey soil)

Що стосується питомої несучої здатності ростверку, то вона практично не залежить від довжини палей і несуттєво збільшується із збільшенням їх кроку для забивних палей і практично не залежить від кроку і несуттєво збільшується із збільшенням довжини для бурових. Вид ґрунту не впливає на якісну картину розподілу питомої несучої здатності ростверка.

Отже, керівним фактором, який визначає ефективність роботи пального фунда-

менту, є довжина палей і короткі палі мають явну перевагу над довгими.

Аналіз дає підставу сподіватись, що заміна фундаменту з довгих палей з компактним ростверком на фундамент з коротких палей з більшими габаритами ростверку може бути ефективною.

Подальший аналіз ефективності такої заміни виконаний для фундаментів з забивних палей, оскільки для них така ефективність буде мінімальною.

Оскільки графіки на рис. 3 – 6 та 7 – 14 відображують несучу здатність елементів фундаменту при граничному значенні осідання 100 мм, то для коректного техніко-економічного порівняння конструктивних рішень були визначені значення несучої здатності одиночних палей за методикою норм [16], а також осідання палевих фундаментів з забивних палей, запроєктованих з умови, що навантаження на куц дорівнює сумі несучих здатностей палей. Розглядався куц з 9 палей довжиною 12 м і ростверком з розмірами 2,4 × 2,4 м, а також куц з 9 палей довжиною 3 м з ростверком 4,8 × 4,8 м. Результати представлені у таблицях 2 та 3.

Таблиця 2 – Несуча здатність, F_d , одиночної палі, визначена за методикою норм, кН

Table 2 – Bearing capacity, F_d , of a single pile, determined by the norm method, kN

	L = 3 м	L = 6 м	L = 9 м	L = 12 м
Ґрунт - пісок	292	455	637	835
Ґрунт - суглинок	264	406	566	740

Таблиця 3 – Осідання пального куца, см, визначене за методом пошарового підсумовування як для умовного фундаменту мілкого закладання

Table 3 – Settlement of the pile bush, cm, determined by the method of layer-by-layer summation as for the conditional foundation of shallow laying

	9 палей довжиною 12 м з ростверком 2,4 × 2,4 м	9 палей довжиною 3 м з ростверком 4,8 × 4,8 м
Ґрунт - пісок	3,5	3,7
Ґрунт - суглинок	7,3	6,0

У таблиці 4 та на рис. 15 та 16 наведені навантаження на куц і сума зусиль в одиночних палях, одержані за результатами моделювання, але не для осідання 100 мм, а для осідання відповідно $s = 3$ см для піщаного ґрунту і $s = 5$ см для глинистого ґрунту, що буде відповідати параметрам пально-вих фундаментів, що запроектовані за нормами.

Таблиця 4 - Навантаження на пальовий фундамент і сума зусиль в одиночних палях за результатами моделювання

Table 4 - Load on the pile foundation and the sum of forces in single piles according to the simulation results

Довжина палі, м	Крок палі	Навантаження на фундамент, кН	Зусилля в одиночній палі, кН	Сума зусиль в одиночних палях, кН
Забивні палі у піщаному ґрунті при $s = 3$ см				
3 м	3d	2400	231	2079
	5d	4050		
	7d	5300		
6 м	3d	3180	454	4086
	5d	5440		
	7d	6200		
9 м	3d	4500	722	6496
	5d	6830		
	7d	8000		
12 м	3d	5870	1060	9540
	5d	9050		
	7d	11760		
Забивні палі у глинистому ґрунті при $s = 5$ см				
3 м	3d	2840	270	2430
	5d	4570		
	7d	5640		
6 м	3d	3930	425	3825
	5d	6000		
	7d	7100		
9 м	3d	5210	615	5530
	5d	7900		
	7d	9090		
12 м	3d	6900	850	7650
	5d	9750		
	7d	11200		

Бачимо, що зусилля в одиночних палях приблизно відповідають їх несучим здатностям, визначеним за нормами. Дані табл. 4

та рис. 15 та 16 показують, що і при реальних значеннях осідань групи палей навантаження на фундамент з палей довжиною 6 м при розмірах ростверку $3,6 \times 3,6$ м (крок палей 5d) і фундамент з палей довжиною 3 м при розмірах ростверка $4,8 \times 4,8$ м (крок палей 7d) наближається до навантаження на фундамент з забивних палей довжиною 12 м при розмірах ростверку $2,4 \times 2,4$ м (крок палей 3d).

Отже, підтверджується висновок про те, що можна значно скоротити довжину палей за рахунок збільшення габаритів ростверку.

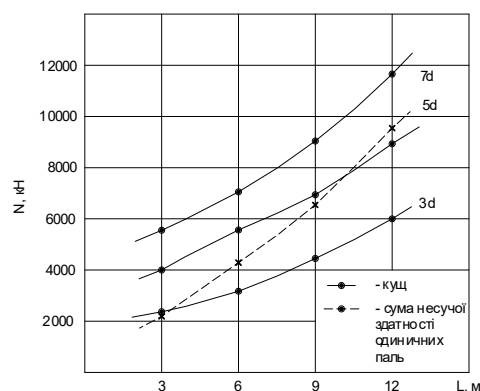


Рис. 15 – Залежність навантаження на пальовий фундамент і одиночні палі від довжини і кроку палей при $s = 3$ см (палі забивні, ґрунт – пісок)
Fig. 15 – Dependence of the load on the pile foundation and single piles on the length and pitch of the piles at $s = 3$ cm (driven piles, soil - sand)

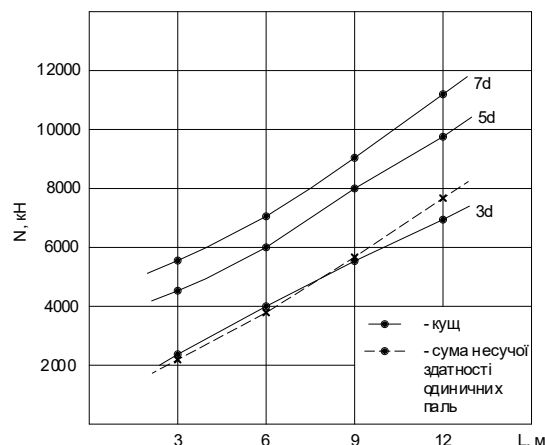


Рис. 16 – Залежність навантаження на пальовий фундамент і одиночні палі від довжини і кроку палей при $s = 5$ см (палі забивні, ґрунт – суглинок)
Fig. 16 – Dependence of the load on the pile foundation and single piles on the length and pitch of the piles at $s = 5$ cm (driven piles, soil – loam)

Fig. 16 – Dependence of the load on the pile foundation and single piles on the length and pitch of the piles at $s = 5$ cm (driven piles, soil – loam)

Порівняльний аналіз вартості фундаментів з довгих та коротких палей

Для порівняння вартості були обрані три варіанти конструктивного рішення фундаменту при однаковій несучій здатності.

Варіант 1 – фундамент з палей довжиною 12 м при розмірах ростверку 2,4 × 2,4 м (рис. 17).

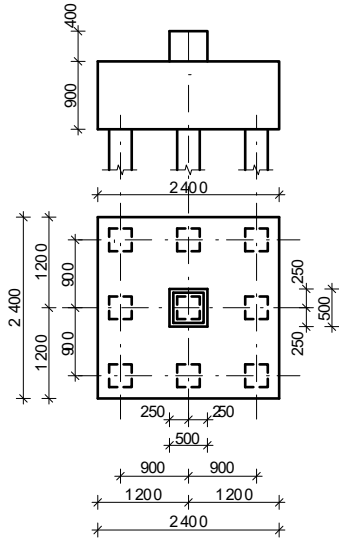


Рис. 17 – Конструктивне рішення фундаменту за варіантом 1

Fig. 17 – Structural solution of the foundation according to option 1

Варіант 2 – фундамент з палей довжиною 6 м при розмірах ростверку 3,6 × 3,6 м (рис. 18).

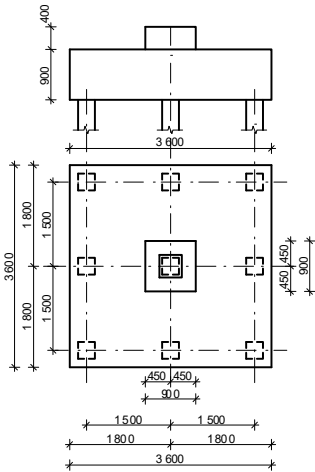


Рис. 18 – Конструктивне рішення фундаменту за варіантом 2

Fig. 18 – Structural solution of the foundation according to option 2

Варіант 3 – фундамент з палей довжиною 3 м при розмірах ростверку 4,8 × 4,8 м (рис. 19).

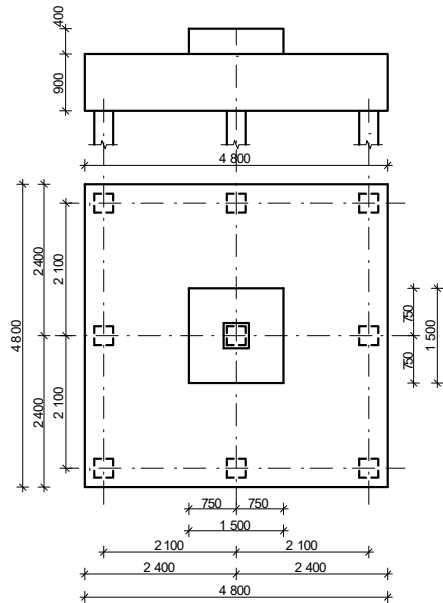


Рис. 19 – Конструктивне рішення фундаменту за варіантом 3

Fig. 19 – Structural solution of the foundation according to option 3

Був виконаний розрахунок міцності тіла для всіх трьох варіантів з підбиранням потрібної кількості арматури. Зрозуміло, що варіант 1 має значний об'єм палей, але незначні витрати бетону і арматури ростверка, а варіанти 2 та 3 мають зменшений об'єм палей, але значні витрати матеріалів на ростверк. Результати розрахунків наведені у таблиці 5 та на рис. 20.

Таблиця 5 – Результати розрахунку витрат матеріалів на улаштування палевих фундаментів
Table 5 – Results of the calculation of the costs of materials for the arrangement of pile foundations

Витрати матеріалів	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Об'єм бетону палей, м ³	9,72	4,86	2,43
Об'єм бетону ростверка, м ³	5,29	12,0	21,64
Вага арматури, кг	175	398	564

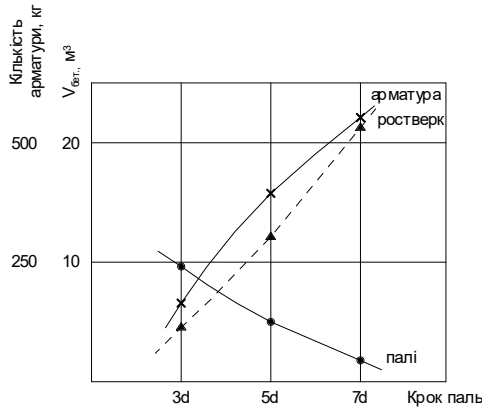


Рис. 20 – Залежність витрат матеріалів від кроку палі у ростверку
 Fig. 20 – Dependence of material consumption on the pitch of the piles in the grid

Як бачимо, сумарні витрати бетону і арматури при переході від довгих палі із стандартним кроком 3d до коротких палі з підвищеним кроком в цілому збільшуються за рахунок зростання об’єму ростверку і збільшення згинального моменту у тілі ростверка від реакцій палі і тиску під ростверком (більше плече сил).

Але відомо, що готові палі заводського виготовлення є найбільш дорогою конструкцією у перерахуванні на 1 м³ у порівнянні з іншими збірними та монолітними елементами.

Для аналізу економічної доцільності запропонованих варіантів конструктивного рішення були складені кошториси для трьох запропонованих варіантів. Результати розрахунку кошторисної вартості наведені у таблиці 7 та на рис.21.

Таблиця 7 – Результати розрахунку кошторисної вартості улаштування палевих фундаментів

Table 7 – Results of the calculation of the estimated cost of pile foundations

Кошторисна вартість	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Вартість улаштування палі, тис. грн.	126,47	59,69	25,81
Вартість улаштування ростверка, тис. грн.	15,64	35,47	63,85
Вартість арматури, тис. грн.	4,92	11,19	15,86
Загальна кошторисна вартість	152,09	113,43	112,96

рисна вартість, тис. грн.			
Загальна кошторисна вартість, %	135	100,4	100

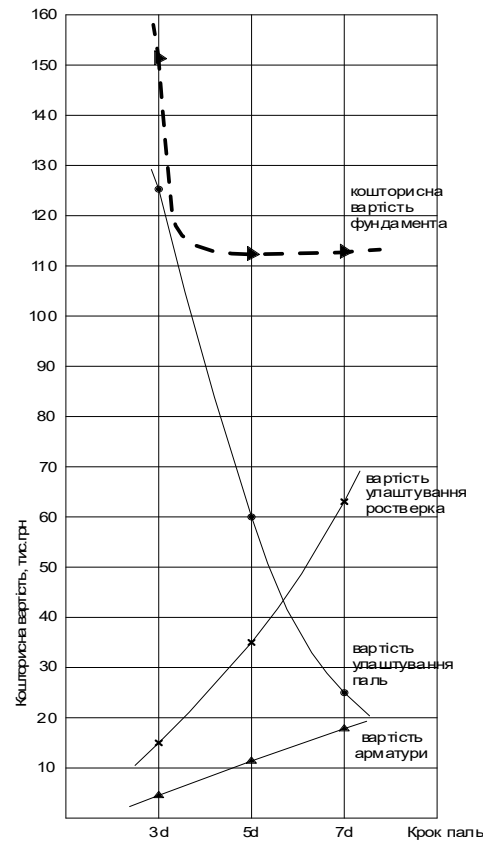


Рис. 21 – Залежність кошторисної вартості від кроку палі у ростверку
 Fig. 21 – Dependence of the estimated cost on the pitch of the piles in the grid

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Реалізація несучої здатності палі у кущовому палевому фундаменті зростає при зменшенні довжини палі і збільшенні їх кроку.
2. Реалізація роботи ростверка також покращується при збільшенні відстані між палями.
3. Ефект кращої реалізації коротких палі у складі куща з бурових палі вищий за відповідний ефект для куща з забивних палі.
4. Вид ґрунту практично не впливає на характер перерозподілу зусиль між елементами стовпчастого палевого фундаменту.
5. За рахунок кращої реалізації роботи елементів палевого фундаменту для палі

малої довжини з великим кроком можна досягти однакової несучої здатності з фундаментом з паль великої довжини при традиційному мінімальному кроці 3d.

Не дивлячись на значне зростання об'єму бетону ростверку і кількості арматури при збільшенні кроку паль економія коштів на вартості забивних паль забезпечує економічний ефект від використання кущів з коротких паль з широкими ростверками до 35%.

ЛІТЕРАТУРА

- Burland J.B. Behavior of Foundation and Structures / J.B. Burland, B.B. Broms, V. Demello // *Proc. 9th. ICSMFE*. Tokyo, – 1977. – P. 495–546.
- Hanna T.H. Model Studies of Foundations Groups in Sand / T.H. Hanna // *Géotechnique. Volume 13 Issue 4*. 1963. P. 334-351.
- Whitaker T. Experiments with model piles in groups / T. Whitaker // *Geotechnic*. London, England. Vol. 7. № 4. – 1977. – P.147–167.
- Katzenbach R. Piled raft foundation: interaction between piles and raft / R.Katzenbach, U.Arslan, C.Moorman, O.Reul// *Darmstadt Geotech*. Darmstadt Univ. Technol. 4 (1). – 1998. – P. 279-296.
- Poulos H.G. Pile Foundation Analysis and Design / H.G.Poulos, E.H.Davis // *New York: John Wiley and Sons*, – 1980. – 394 p.
- Randolph M.F. Design method for pile groups and piled rafts / M.F. Randolph // *13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New Delhi, India, – 1994. – Vol. 5. – P. 61-82.
- Nguyen D.D.C. Design method of piled-raft foundations under vertical load considering interaction effects / D.D.C.Nguyen, S.B. Jo, D.S.Kim // *Computers and Geotechnics*. – 2013. – Vol.47. – P.16-27.
- Elwakil A.Z. Experimental and numerical study of piled raft system / A.Z.Elwakil, W.R. Azzam// *Alexandria Engineering Journal*. – 2016. Volume 55, Issue 1. – P. 547-560.
- Fekadu Melese Improved Performance of Raft Foundation Using Detached Pile Columns in Loose Subsoil Conditions. *Advances in Civil Engineering*. 2022. 18 p.
- Блащук Н.В. Перерозподіл зусиль між елементами стовпчастого пальового фундаменту / Н.В.Блащук, І.В.Маєвська, М.М. Попович // *Сучасні технології, матеріали та конструкції в будівництві*. – 2018. №1(24). – С.36-44.
- Маєвська І.В. Особливості роботи пальових кущів з коротких паль за даними числового моделювання / І.В.Маєвська, Н.В.Блащук, Ю.О. Кременська// *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 30-39.
- Маєвська І.В. Різниця в роботі коротких і довгих паль у складі стовпчастого пальового фундаменту за результатами фізичного моделювання / І.В. Маєвська, М.М. Попович, Ю.О.Кременська // *Сучасні технології, матеріали та конструкції в будівництві*. Вінниця: ВНТУ. – 2022. №2(33). – С. 108-118.
- Кримняк Я.М. Реалізація несучої здатності забивних паль і ростверку у стовпчастому пальовому фундаменті / Я.М. Кримняк, І.В. Маєвська // *Інноваційні технології в будівництві*. – Вінниця, 2020. – URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2020/paper/view/10890> (дата звернення 28.06.2024).
- Колібаба В.В. Робота бурових паль і ростверку у складі стовпчастого пальового фундаменту / В.В.Колібаба, І.В.Маєвська // *Молодь в науці: дослідження, проблеми, перспективи (МН-2021)*. – Вінниця, – 2021 URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2021/paper/view/11114> (дата звернення 28.06.2024).
- Маєвська І.В. Робота паль і ростверку у складі стовпчастих пальових фундаментів / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // *Монографія*. Вінниця : ВНТУ, – 2023. – 182 с.
- Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
- Abdolrezayi A. Comparative three-dimensional finite element analysis of piled raft foundations / A. Abdolrezayi, N. Khayat // *Computational Engineering and Physical Modeling*. 2021. P 19-36.
- Саміленко В.В. Практична доцільність переходу від довгих до коротких паль у стовпчастих пальових фундаментах / В.В. Саміленко, О.Ю.Шмундяк, І.В.Маєвська // *Енергоефективність в галузях економіки України – 2023*. – Вінниця, – 2023. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2023/paper/view/19121> (дата звернення 28.06.2024).

REFERENCES

1. Burland J.B., Broms B.B., Demello V. (1977). Behavior of Foundation and Structures. *Proc. 9th. ICSMFE*. Tokyo. P. 495–546.
2. Hanna T.H. (1963). Model Studies of Foundations Groups in Sand. *Géotechnique. Volume 13 Issue 4*. P. 334-351.
3. Whitaker T. (1977). Experiments with model piles in groups. *Geotechnic*. London, England. Vol. 7. № 4. P.147–167.
4. Katzenbach R., Arslan U., Moorman C., Reul O. (1998). Piled raft foundation: interaction between piles and raft. *Darmstadt Geotech*. Darmstadt Univ. Technol. 4 (1). P. 279-296.
5. Poulos H.G., Davis E.H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design. *New York: John Wiley and Sons*. 394 p.
6. Randolph M. F. (1994). Design method for pile groups and piled rafts. *13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New Delhi, India, Vol. 5. P. 61-82.
7. Nguyen D.D.C., Jo S.B., Kim D.S. (2013). Design method of piled-raft foundations under vertical load considering interaction effects. *Computers and Geotechnics*. Vol. 47. P.16-27.
8. Elwakil A.Z., Azzam W.R. (2016). Experimental and numerical study of piled raft system. *Alexandria Engineering Journal*. Volume 55, Issue 1. P. 547-560.
9. Fekadu Melese Improved Performance of Raft Foundation Using Detached Pile Columns in Loose Subsoil Conditions. (2022). *Advances in Civil Engineering*. 18 p.
10. Blashchuk N.V., Maievska I.V., Popovych M.M. (2018). Pererozpodil zusyl mizh elementamy stovpchastoho palovoho fundamentu [Redistribution of forces between the elements of the columnar pile foundation]. *Suchasni tekhnologii, materialy ta konstruksii v budivnytstvi*. №1(24). p.36-44 (in Ukrainian).
11. Maievska I.V., Blashchuk N.V., Kreminska Yu. O. (2021). Osoblyvosti roboty palovykh kushchiv z korotkykh pal za danymy chyslovoho modeliuvannia [Features of pile groups from short piles according to numerical modeling]. *Osnovy ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. K.: KNUBA. Vyp. 43. S.30-39 (in Ukrainian).
12. Maievska I.V., Popovych M.M., Kreminska Yu.O. (2022). Riznytsia v roboti korotkykh i dovhykh pal u skladi stovpchastoho palovoho fundamentu za rezultatamy fizychnoho modeliuvannia [Difference in the performance of short and long piles in a columnar pile foundation based on the results of physical modeling]. *Suchasni tekhnologii, materialy ta konstruksii v budivnytstvi*. №2(33). S. 108-118.
13. Krymniak Ya.M., Maievska I.V. (2020). Realizatsiia nesuchoi zdatnosti zabyvnykh pal i rostverku u stovpchastomu palovomu fundamenti [Realization of the bearing capacity of driven piles and grillage in a columnar pile foundation]. *Innovatsiini tekhnologii v budivnytstvi*. Vinnytsia. – URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2020/paper/view/10890> (data zvernennia 28.06.2024).
14. Kolibaba V.V., Maievska I.V. (2021). Robota burovykh pal i rostverku u skladi stovpchastoho palovoho fundamentu [Operation of drilled piles and grillage as part of a columnar pile foundation]. *Molod v nausti: dosli-dzhennia, problemy, perspektyvy (MN-2021)*. Vinnytsia. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2021/paper/view/11114> (data zvernennia 28.06.2024).
15. Maievska I.V., Blashchuk N.V. (2023). Robota pal i rostverku u skladi stovpchastykh palovykh fundamentiv [Operation of piles and grillage as part of columnar pile foundations]. Monohrafiia. Vinnytsia: VNTU, 182 s.
16. Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina 1: DBN V.2.1–10–2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 55 (in Ukrainian).
17. Abdolrezayi A., Khayat N. (2021). Comparative three - dimensional finite element analysis of piled raft foundations. *Computational Engi-neering and Physical Modeling*. P 19-36.
18. Samilenko V.V., Shmundiak O.Yu., Maievska I.V. (2023). Praktychna dotsilnist perekhodu vid dovhykh do korotkykh pal u stovpchastykh palovykh fundamentakh [Practical feasibility of transition from long to short piles in columnar pile foundations]. *Enerhoefektyvnist v haluziakh ekonomiky Ukrainy–2023*. Vinnytsia, 2023. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2023/paper/view/19121> (data zvernennia 28.06.2024).

Analysis of the effectiveness of the use of short piles as part of a columnar pile foundation

*Irina MAEVSKA,
Natalya BLASHCHUK,
Oleksandr SHMUNDYAK*

Summary. The realization of the operation of the grid and piles as a part of the columnar pile foundation, depending on the length of the piles, the method of arranging the piles, the distance between the piles and the type of soil with a constant number of piles, has been studied. The degree of implementation of the load-bearing capacity of the piles and the degree of implementation of the grid work as part of the pile foundation were analyzed. To solve the tasks set in this work, mathematical modeling by the finite element method of the joint operation of the pile foundation elements with the soil base and the separate operation of the pile and grid as a shallow foundation was performed in the "Plaxis 3D Foundation" software complex.

It was established that the implementation of the load-bearing capacity of piles in the composition of the foundation with a large distance between the piles is much better. The length of the piles also affects the degree of their implementation. When the length increases, the bearing capacity of the piles is realized less. The greatest implementation of the load-bearing capacity of piles in the composition of the foundation is observed for short piles. The realization of the pressure under the sole of the grid with an increase in the pitch of the piles also improves, the realization of the load-bearing capacity of the grid is from 8 to 50%, which allows to raise the load-bearing capacity of the foundation. For sandy and clay soils, the nature of the redistribution of forces between the elements of the columnar pile foundation is similar. For foundations made of drilled piles, the degree of realization of pressure under the sole of the grate, as well as the degree of realization of the load-bearing capacity of the piles, is higher than for foundations made of driven piles. The guiding factor is the length of the piles.

The economic efficiency of the transition in homogeneous soils from a bush made of long piles with a standard minimum step to a bush made of short piles with an increased distance between the piles was investigated. By taking into account the joint operation of piles and grid, a bush made of short piles with larger dimensions of the grid provides the same bearing capacity as a bush made of long piles with a compact grid.

Despite the significant increase in the volume of concrete grating and the number of fittings with an increase in the pitch of the piles, cost savings on the cost of piles provide an economic effect of using bushes from short piles with wide gratings up to 35%.

Key words. Columnar pile foundation, grillage, driving pile, drilling pile, redistribution of loads, degree of implementation of bearing capacity, estimated cost, economic feasibility.

Інтерпретації даних сучасних методів польових досліджень ґрунтів

Людмила БОНДАРЕВА¹, Іван ЗІМЕНКО², Костянтин БОНДАРЕВ³

Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹bondareva.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X

²zimenkovan2000@gmail.com

³kreamor111@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.61-74

Анотація. Розглянуто сучасні методи польових випробувань ґрунтів. Досліджено вплив інтерпретації методів польових випробувань на розрахункові міцнісні та деформативні параметри ґрунтів та виконано порівняння з табличними значеннями за ДСТУ;

Сучасне проектування передбачає створення складних геотехнічних моделей при розрахунку взаємодії між основою і конструкціями споруди, що в свою чергу вимагає точних та оперативних досліджень ґрунтів, що є ключовим фактором у проектуванні та будівництві. Лабораторні методи, хоча і дають можливість безпосередньо визначити потрібні параметри, часто вимагають значних витрат часу та ресурсів. Перевага польових методів полягає в тому, що випробування виконується безпосередньо в масиві ґрунту, тобто на результат не впливає транспортування та підготовка зразків до випробувань. Проведення досліджень безпосередньо в масиві надає можливість отримати інформацію про характеристики ґрунтів та їх класифікацію, тобто дає інформацію про нашарування ґрунтів.

У даній публікації розглядаються сучасні методи польових досліджень ґрунтів, зокрема СРТu (Cone Penetration Test аналог статичного зондування ґрунтів) та DMT (Dilatometer Test або дилатометричний тест) [1, 2]. Ці методи широко застосовуються в Європі, тоді як для України вони є відносно новими і лише починають набувати популярності. Тому актуально порівняти параметри ґрунтів, які отримані на основі випробувань цими методами з табличними значеннями, що традиційно використовуються в Україні.

Порівняно значення деформацій та напружень за трьома розрахунковими моделями, що



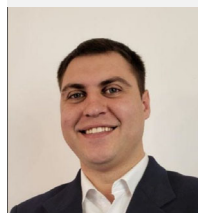
Людмила БОНДАРЕВА

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



Іван ЗІМЕНКО

студент кафедри
геотехніки



Костянтин БОНДАРЕВ

спеціаліст,
випускник кафедри
геотехніки

виконані за даними СРТu, DMT та

ДСТУ. Зроблено порівняльний аналіз деформацій фундаментної плити при використанні моделей з пружним і пружно-пластичним середовищем.

Для цього було запроєктовано фундаментну плиту та розроблено скінчено-елементну модель будинку досліджуваного фундаменту на масиві ґрунту з похилим нашаруванням ґрунтів, використанні моделі з пружним і пружно-пластичним середовищем.

Ключові слова. Польові випробування, статичне зондування (СРТu), дилатометричні випробування (DMT), фундаментна плита, пружне та пружно-пластичне середовище, скінчено-елементна модель.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасний будівельний сектор та інженерна геологія постійно потребують вдосконалення методів геотехнічних досліджень для визначення характеристик ґрунтів, які необхідні для створення моделей при проектуванні будівель і споруд. Основна перевага польових методів полягає в тому, що випробування проводяться безпосередньо в масиві ґрунту, що унеможливує вплив транспортування та відбору зразків на результати випробувань. Вимірювання виконуються безпосередньо під час польового тесту, інтерпретація даних у більшості випадків автоматизована, що дозволяє швидко передавати дані інженеру у вже обробленому вигляді.

Крім того, спосіб визначення механічних характеристик ґрунтів на місці за допомогою польових методів випробувань є більш швидким та економічно вигідним у порівнянні з лабораторними дослідженнями.

Актуальним завданням у геотехніці є вибір відповідних лабораторних і польових методів, які найкраще підходять для певних інженерно-геологічних умов і відповідних навантажень. З цією метою було виконано порівняння відносно нових для України методів СРТу і ДМТ з табличними довідковими значеннями параметрів ґрунтів, які найчастіше використовуються геологами при визначенні механічних параметрів ґрунтів.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах науковців [3-6] висвітлено переваги та недоліки різних видів польових випробувань ґрунтів. Описані методи визначення параметрів ґрунтів на основі випробувань СРТу, як і використовуються для розрахунку стійкості схилів котлованів і штучних насипей. В роботах Робертсона [7, 8] наведено способи інтерпретації даних отриманих на основі СРТ тесту для визначення механічних параметрів ґрунтів, а також для їх класифікації. Зокрема, у роботах [9, 10] аналізуються способи використання даних статичного зондування (СРТу)

та дилатометричних випробувань (DMT) для числових розрахунків у сучасних програмних комплексах.

МЕТА РОБОТИ

Метою дослідження є порівняти параметри отримані в результаті різних типів польових випробувань, лабораторних досліджень та табличних значень з довідкової літератури. Дослідити вплив інтерпретації даних на міцнісні та деформативні параметри ґрунтів, і обґрунтувати вибір відповідних параметрів для подальших розрахунків.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

СРТу – випробування конусного проникнення з вимірюванням порового тиску або без нього (СРТу/СРТ) є найбільш широко використовуваним польовим методом для стратиграфічного профілювання та оцінки параметрів ґрунту. У порівнянні з відбором проб і лабораторним тестуванням, це забезпечує швидкий і економічний збір і інтерпретацію даних.

Основними частинами зонда СРТу є конус, фрикційна втулка та фільтр – датчик порового тиску.

Зонд має форму конуса з кутом нахилу 60° і базовою поверхнею, як правило, 10 або 15 см². Стандартний розмір конуса становить 10 см², тоді як конуси 15 см² використовуються при установці додаткових датчиків на зонд. Поверхня фрикційної втулки над конусом дорівнює 150 см²[1, 5] (Рис.1).

Обладнання, що використовується для пресування зонда, зазвичай складається з гідравлічного крана та системи анкерування в ґрунт (Рис.2). Максимально допустиме зусилля вдавлювання для діаметра $d = 35,7$ мм (10 см²) становить 20 тонн (200 кН). Також обмежити зусилля вдавлювання можуть слабкі ґрунти з поверхні, які не дають можливості якісно закріпити машину і обмежити можливість її підняття.

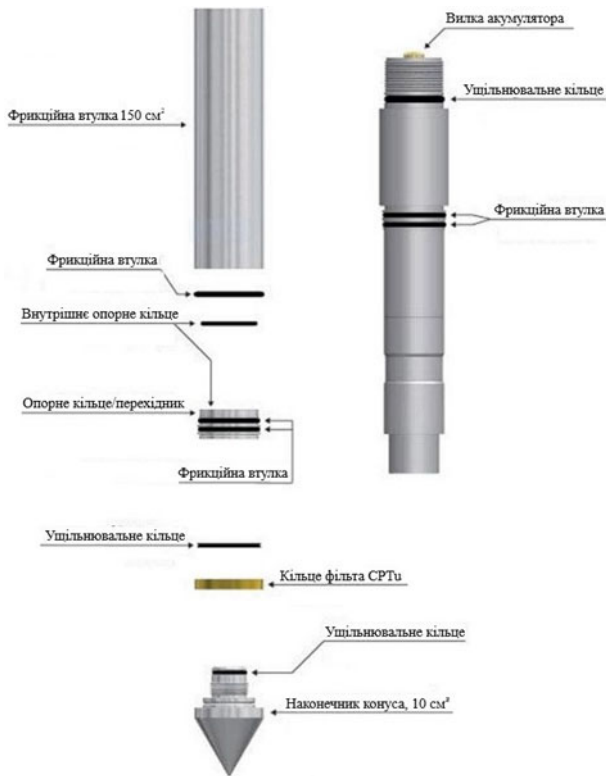


Рис.1. Конструкція зонду CPTu.
Fig.1. Construction of CPTu.

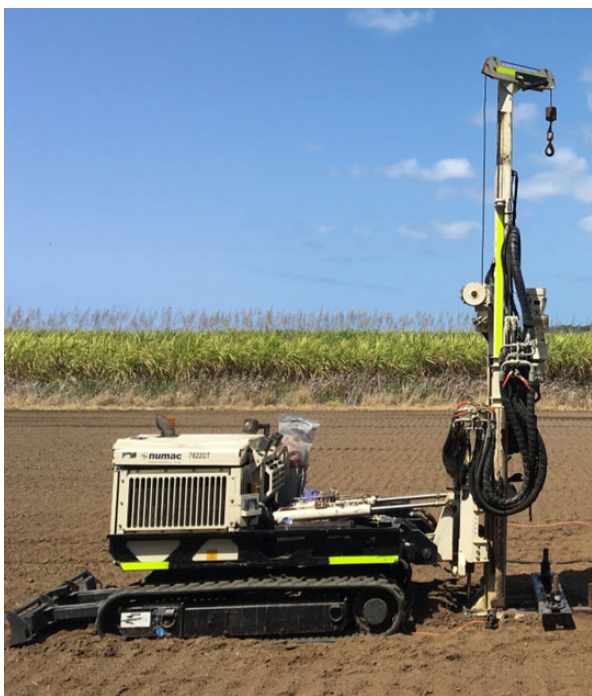


Рис.2. Машина CPTu.
Fig.2. Cone penetration test machine

Для випробувань у твердих ґрунтах необхідно провести попереднє буріння, щоб уникнути перевантаження та пошкодження

зонда. Обладнання для втиснення має бути розташоване таким чином, щоб занурення зонда було максимально вертикальним. Відхилення від початкового напрямку втиснення не повинно перевищувати 2° , і штанги перед випробуванням треба перевірити на наявність деформацій і відхилень від початкової геометрії.

Випробування CPTu виконуються шляхом занурення п'єзоконуса в ґрунт із постійною швидкістю 2 см/с. Щоб досягти необхідної глибини, в процесі вдавлювання додають однометрові штанги. Тестові спостереження та параметри записуються з інтервалами в 1 см. на комп'ютері в режимі реального часу (Рис.3).

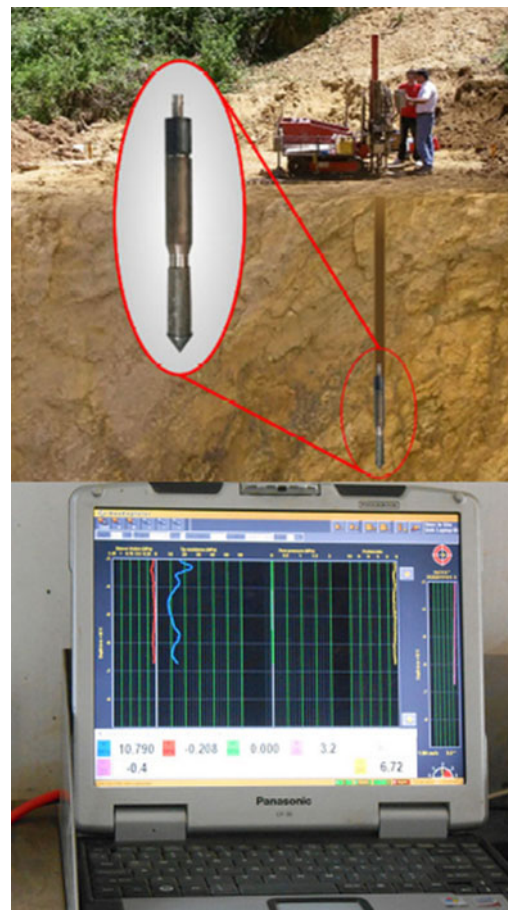


Рис.2. Процес виконання польового випробування CPTu..
Fig.2. The process of performing in-situ CPTu

За допомогою CPTu безпосередньо вимірюються два параметри: тertia по бічній поверхні - f_s [кПа], опір під конусом зонду - q_c [МПа] та поровий тиск u [кПа] (рис.4).

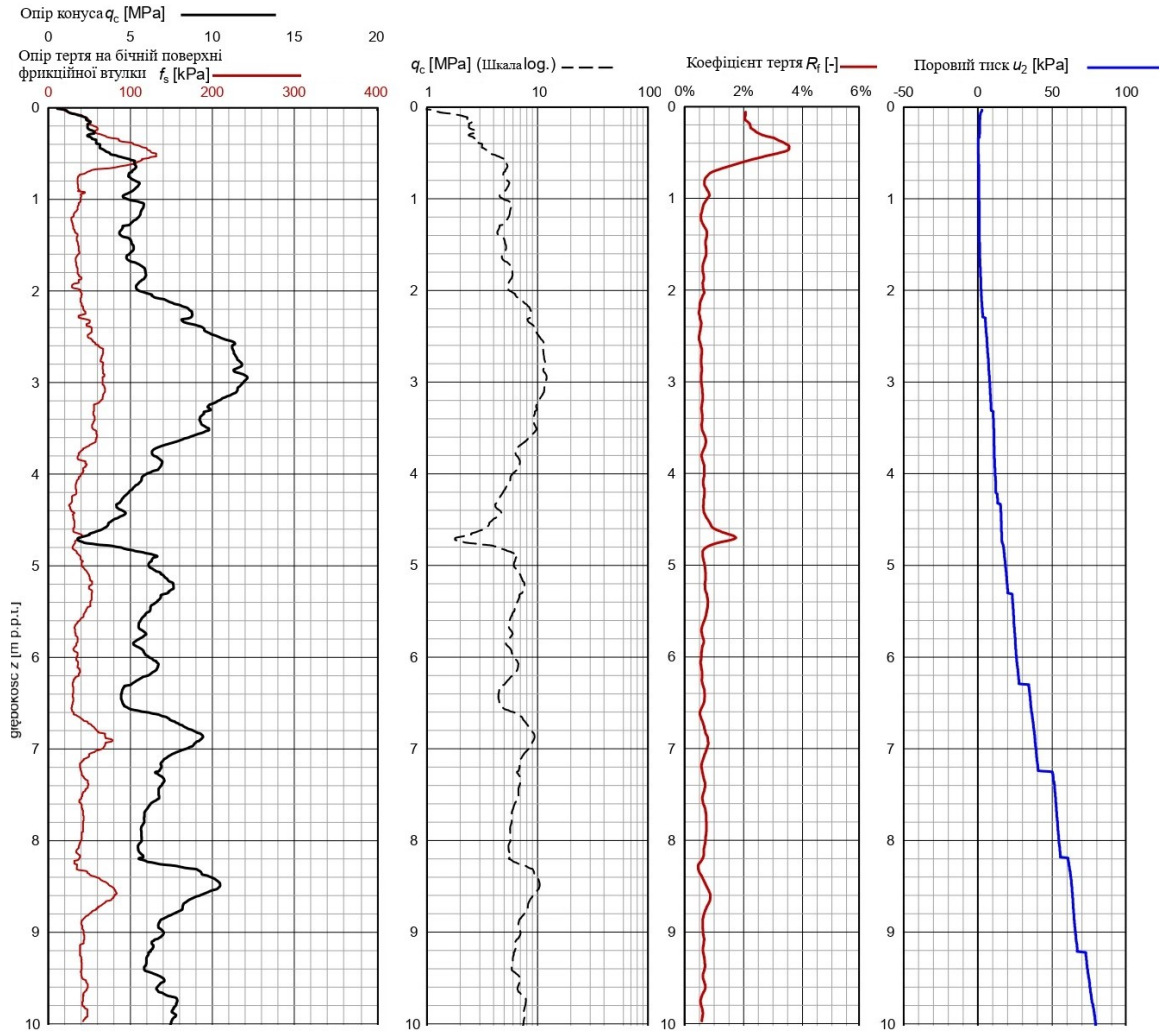


Рис.4. Графіки реальних випробувань СРТу.
Fig.4. Graphs of CPTu.

Тип ґрунту визначається за даними статичного зондування з використанням методу, запропонованого Робертсоном [6,7]. Для цього використовується наведена нижче номограма (рис. 5) та ряд параметрів, які вимірюються при зондуванні і автоматично обчислюються програмами по мірі надходження даних. Ця номограма класифікує ґрунти на дев'ять різних типів (табл. 1) на основі характеру їх поведінки. Кружечками на рис. 5 показані значення показника I_c , визначені за формулою та наведені в табл. 1.

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log(Q_t))^2 + (\log(F_r + 1,22))^2} \quad (1)$$

де Q_t - нормований опір конуса; F_r - нормований коефіцієнт тертя;

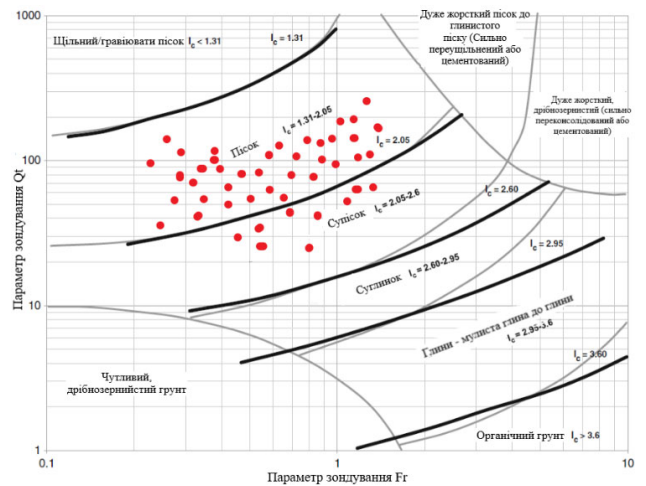


Рис.5. Класифікаційна діаграма Робертсона.
Fig.5. Robertson's classification chart.

Параметр I_c використовується для формалізованої класифікації ґрунту на основі номограми. Зазвичай для глинистих ґрун-

тiв використовується I_c -iндекс консистенцiї, а для piщаних I_D – iндекс щiльностi. Бiльш детальну iнформацiю про цей метод можна знайти в роботах [1, 6, 7]

На основi виконаних вимiрювань вико-

нується iнтерпретацiя за методом Робертсона [1, 4] та визначаються такi характеристики ґрунту як: кут внутрiшнього тертя - ϕ , питоме щеплення - c , модуль стисливостi - M i модуль деформацiї – E i тд (рис.6).

Табл. 1 Загальна класифiкацiя типiв ґрунтiв за Робертсоном
Table 1. General soil type classification according to Robertson

СPTu-зони (Robertson et al., 1990)	Запропонована класифiкацiя ґрунтiв за СPT	iндекс I_c
1	Глинистi ґрунти в текучому та текучопластичному станi	–
2	Глина – органо-мiнеральнi ґрунти	< 3,6
3	Глина - суглинок	2,95-3,6
4	Суглинок -супiсок	2,6-2,95
5	Супiсок- piсок пилюватий	2,05-2,6
6	Пилюватий piсок - чистий piсок, мулистий piсок	1,31-2,05
7	Щiльний piсок – гравiюватий piсок	> 1,31
8	Сцементований piсок – переущiльнена глина	–
9	Сцементована глина	–

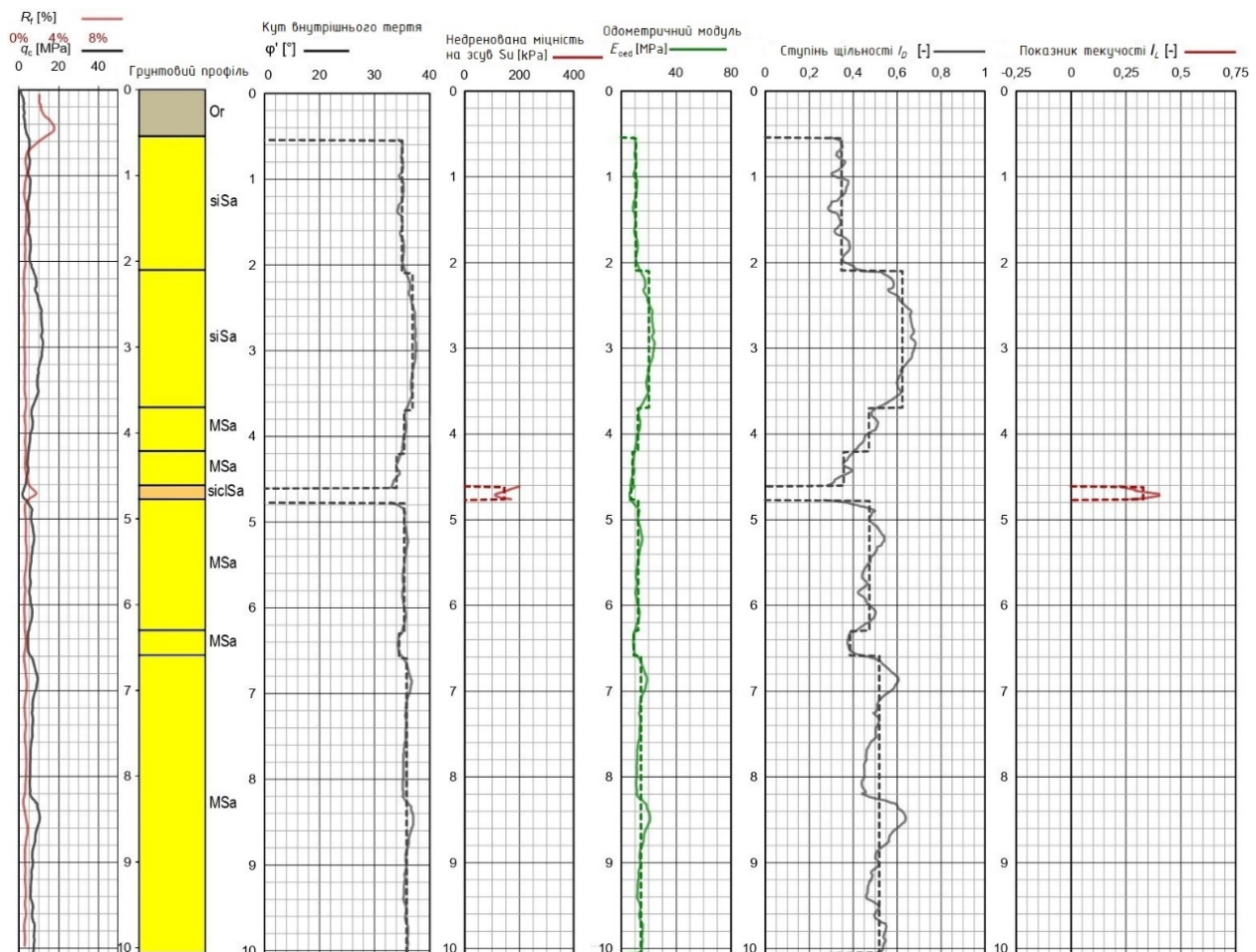


Рис.6. Графiки параметрiв, якi отриманi за допомогою iнтерпретацiї даних.
Fig.6. Graphs of CPTu data interpretations.

Важливо наголосити, що інтерпретація деформативних параметрів за цим методом є досить наближеною. Так для прикладу Робертсон і Кампанелла [8] запропонували кореляцію для оцінки значення кута внутрішнього тертя для пісків.

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{1}{2,68} \left[\lg \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right] \quad (2)$$

де q_c – опір конусу; σ'_{v0} – природний тиск ґрунту;

Оцінка модуля деформації обґрунтовуються на кореляції між лобовим опором і одометричним модулем деформації у вигляді лінійної залежності.

$$M = \alpha_k \times q_c \quad (3)$$

У цій формулі коефіцієнт α_k може змінюватись в діапазоні від 5 до 8 і більше, що в сою чергу суттєво впливає на інтерпретовані параметри ґрунту.

Додаткові відомості про інтерпретацію даних за польовим випробуванням СРТu можна знайти в наукових дослідженнях [9]

Наступний, розглянутий в роботі польовий метод випробування ґрунтів це DMT (Marchetti's dilatometer testing) – випробування дилатометром Марчетті. Він був створений Сільвано Марчетті (1980) і є одним із найбільш універсальних інструментів для визначення деформативних характеристик ґрунту. Основна перевага цього польового дослідження є в прямому вимірюванні дилатометричного модуля тобто характеристики стисливості ґрунту. Іншими словами визначаємо модуль користуючись прямими вимірюваннями без використання інтерпретації.

Дилатометр складається з сталевого леза, виготовленого з високоміцної термічно обробленої нержавіючої сталі, шириною близько 1-2 см, товщиною 1,5 см з круглою сталевую гнучкою мембраною діаметром 60 мм опуклої форми на одній зі сторін.(рис. 7).

Вимірювання DMT проводять безпосе-

редньо на майданчику, що дозволяє уникнути відбору зразків ґрунту, їх подальшого транспортування та підготовки до лабораторних випробувань. Лезо дилатометра вдавлюється з постійним навантаженням кожні 20 см, після чого через штанги та кабель подається газ, що розширює мембрану на 1,1 мм. Вдавлювання здійснюється за допомогою стандартних СРТ штанг, через які проведено електро-пневматичний кабель, що з'єднує лезо дилатометра, що знаходиться в ґрунті, з блоком керування та газовим балоном, що знаходяться на поверхні.

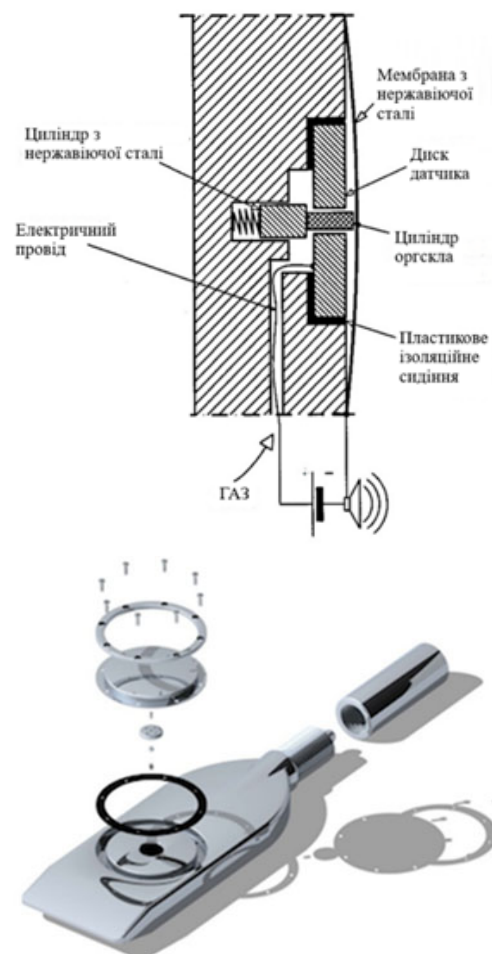


Рис.7. Конструкція дилатометра Марчетті.
Fig.7.Construction of the Marchetti dilatometer.

Під час випробування, коли лопатка досягає потрібної глибини, знімають два показники: тиск А (на початку розширення мембрани) і тиск В (для зміщення центру мембрани на 1,1 мм). Якщо потрібно, можуть також вимірювати третій показник – тиск С (тиск закриття вентиля), зменшуючи

тиск газу. Після цього лопатка вдавлюється на наступну глибину випробування (рис.8).

Кожен тест займає близько 1 хвилини. Обладнання комп'ютеризоване, запис значень ведеться автоматично. Варто зазначити, що дане обладнання дозволяє нагнітати в систему тиск газу до 8 МПа, що є цілком достатнім для випробувань практично всіх дисперсних ґрунтів [10].

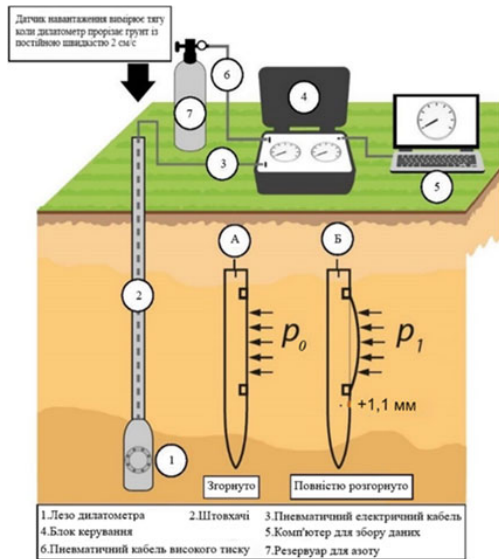


Рис.8. Процес виконання випробувань DMT.
Fig.8. The process of performing DMT.

Під час обробки результатів DMT на основі отриманих тисків P_0 та P_1 (рис. 9) обчислюються так звані проміжні параметри. Серед них:

- Індекс I_d - показник, на основі якого визначається тип ґрунту;
- K_D - дилатометричний індекс бічного тиску в ґрунті. Важливо зауважити, що цей параметр не слід плутати з коефіцієнтом бічного тиску спокою в ґрунті K_0 .
- E_D - дилатометричний модуль. Цей параметр обчислюється при розв'язанні задач теорії пружності і характеризує деформацію ґрунту в горизонтальному напрямку.

На основі проміжних параметрів обчислюються кінцеві (рис.10):

- а) вертикальний модуль деформації M_D , цей модуль деформації позиціонується розробниками як одометричний і обчислюється як дилатометричний модуль E_D , помножений на певний коефіцієнт R_M ;

- б) недренована міцність на зсув C_u ;
- с) коефіцієнт бокового тиску K_0 і розрахунковий рівень надмірної консолідації OCR;

для піщаних ґрунтів може бути розрахований кут внутрішнього тертя ϕ [10].

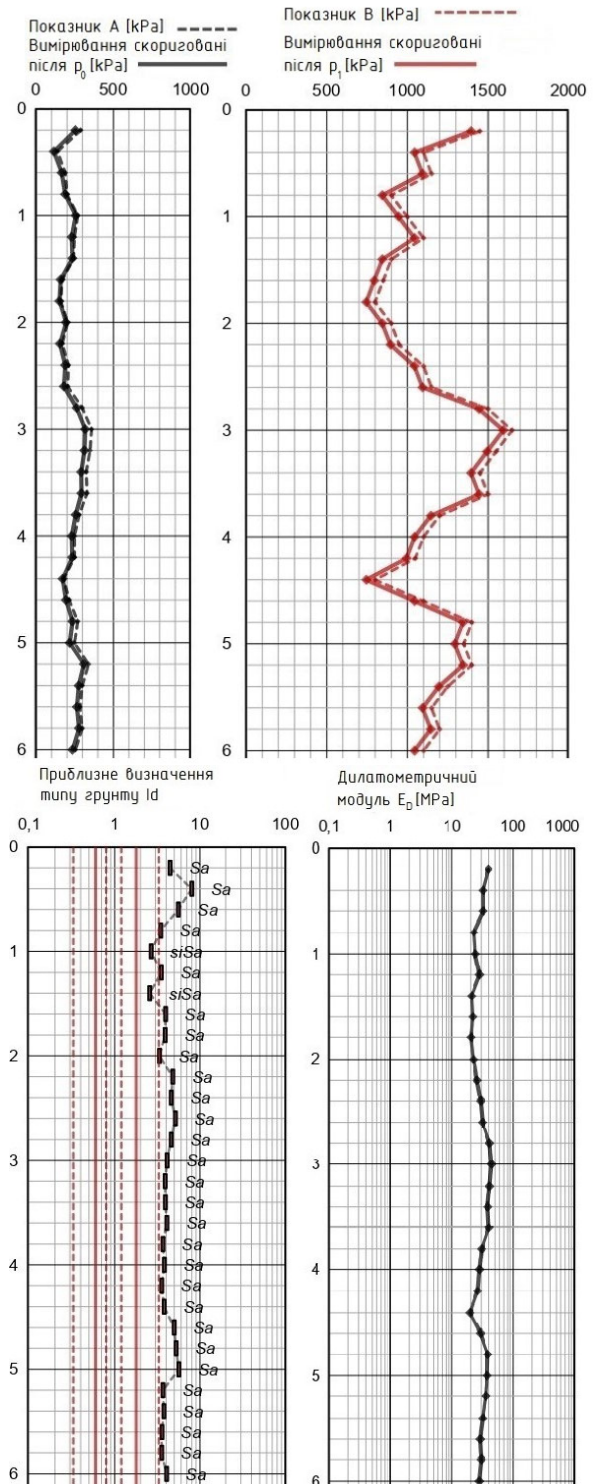


Рис.9. Отримані дані за допомогою випробувань DMT.
Fig.9. Data obtained using DMT tests.

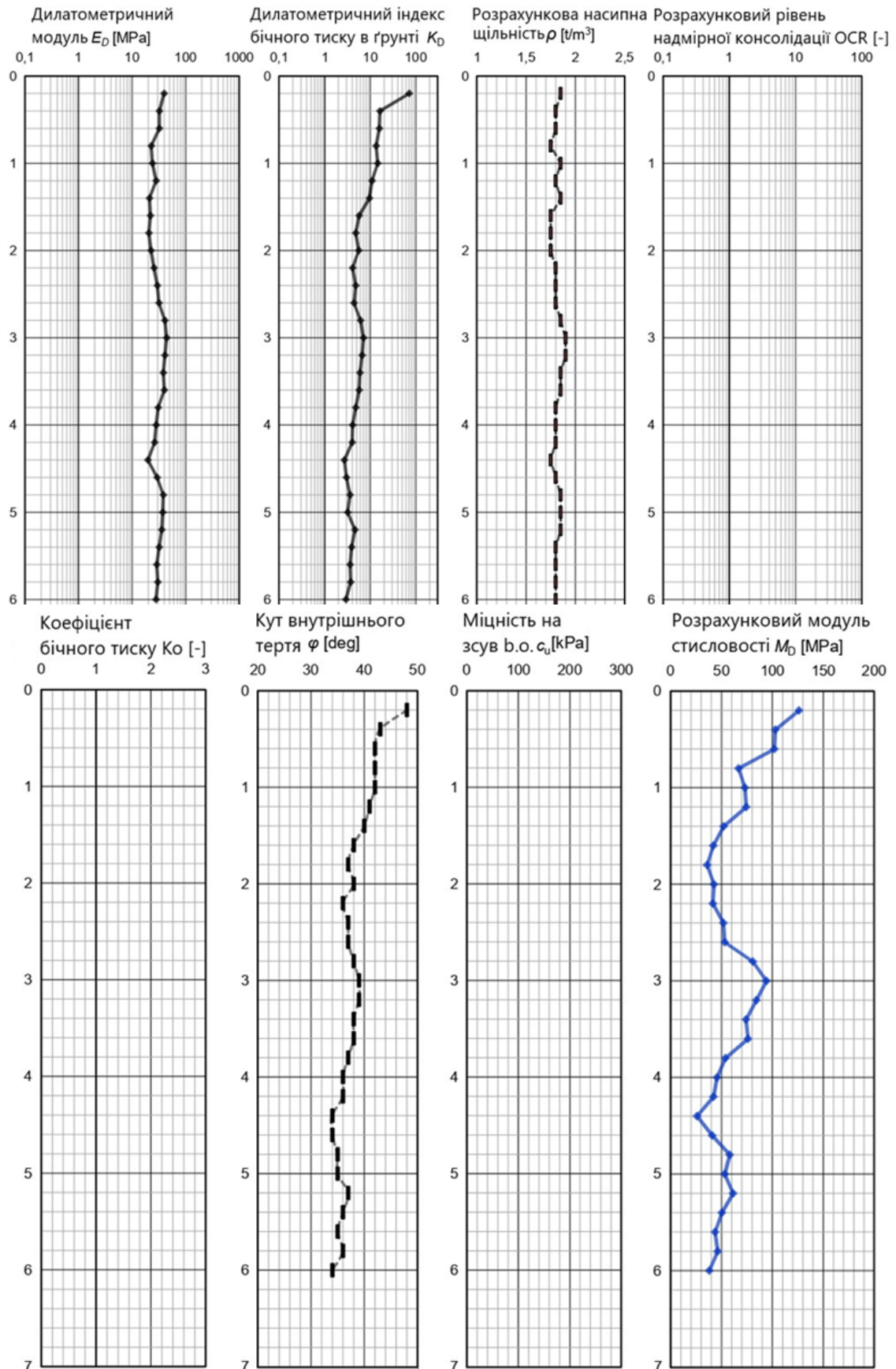


Рис.10. Графіки інтерпретованих даних по DMT.
 Fig.10. Graphs of interpreted data from DMT.

Часто замість проведення лабораторних вимірювань за допомогою приладів (наприклад, одометрів чи стабілометрів), що є дорогою процедурою, значення часто визначають на основі стандартів ДСТУ, які ґрунтуються на фізичних параметрах ґрунту. Тому доцільно провести порівняння між двома дослідженнями (СРТу, ДМТ) та табличними значеннями ДСТУ.

Для визначення параметрів за ДСТУ, таких як модуль деформації (E), кут внутрішнього тертя (ϕ) та питоме щільність (c), потрібно знати вид і стан ґрунту. Вид ґрунту визначається за класифікацією Єврокоду 7. Для визначення різновиду піщаного ґрунту потрібно знати коефіцієнт пористості (e). Хоча Єврокод не містить прямого показника коефіцієнта пористості, за допомогою індексу I_d (ступінь щільності) можна визначити різновид ґрунту та наближено визначити значення коефіцієнта пористості (рис.11).

Отримані дані за інтерпретацією СРТу та ДМТ та табличні значення за ДСТУ наведені в порівняльній таблиці (рис. 12)

За результатами порівнянь, отриманими згідно з (ДСТУ), виявлено переоцінку кута внутрішнього тертя від 3,94% до 20,85% у

порівнянні зі значеннями, інтерпретованими за допомогою СРТу, та від 1,43% до 26% у порівнянні зі значеннями, отриманими за допомогою ДМТ. Значення отримані за ДСТУ і ДМТ мають високу збіжність починаючи з глибини 2 м (рис.13).

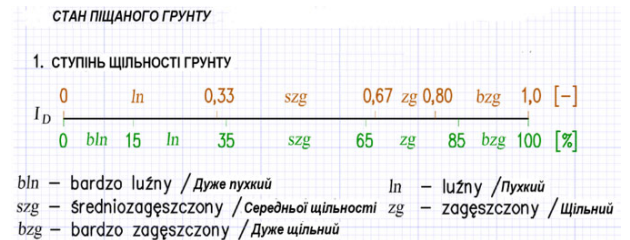


Рис.11. Графік для визначення стану ґрунту.
Fig.11. Chart for determining soil condition.

Порівняльний аналізи значень модуля деформації для піску середньої крупності на різних глибинах, показав, що параметри, отримані на основі (ДСТУ), в результаті занижують модуль деформації практично вдвічі порівняно з результатами, отриманими за допомогою СРТу. Також виявлено, що значення модуля деформації, отримані за допомогою ДМТ, є найменшими у порівнянні з СРТу та ДСТУ (рис.14).

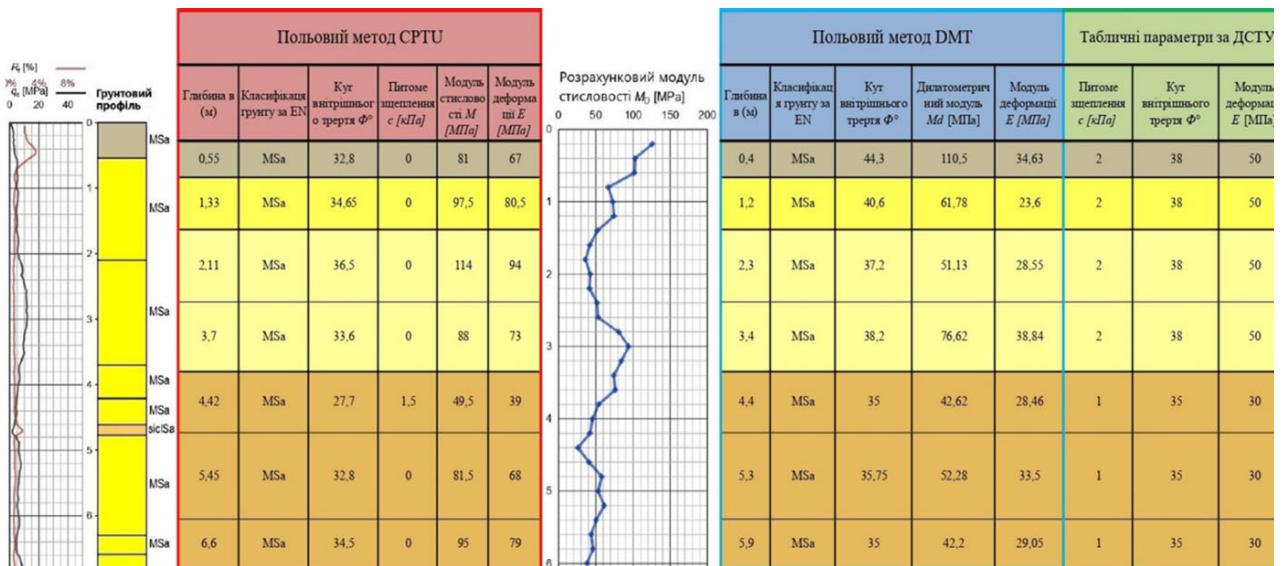


Рис.12. Порівняльна таблиця отриманих даних за різними методами досліджень.

Fig.12. Comparative table of data obtained by different research methods.

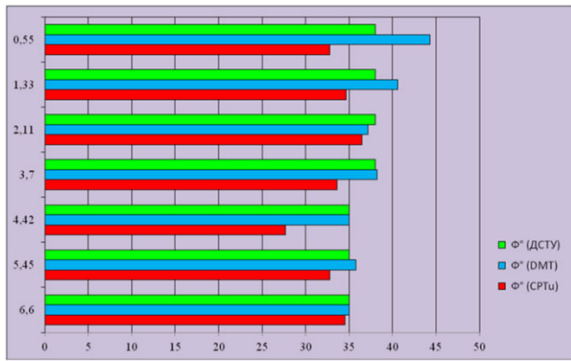


Рис.13. Порівняльна кута внутрішнього тертя.
Fig.13. Comparative friction angle.

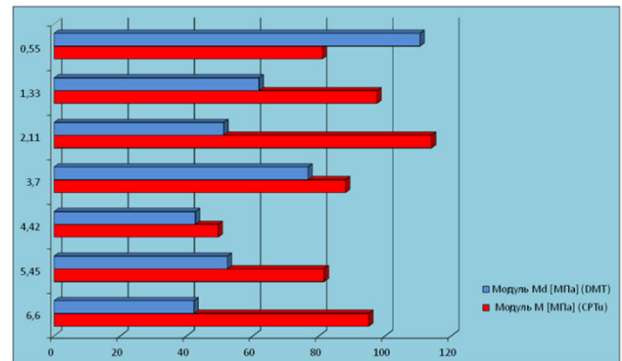


Рис.15. Порівняння модуля стисливості.
Fig.15. Comparison of compressibility modulus.

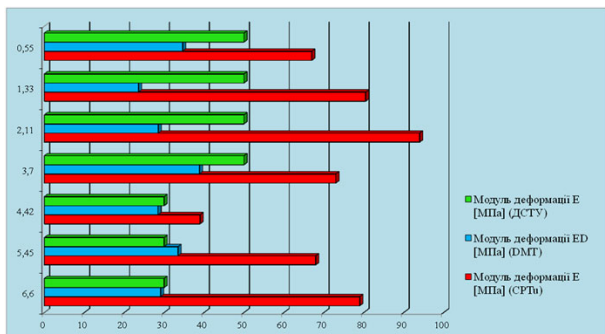


Рис.14. Порівняння модуля деформації.
Fig.14. Comparison of deformation modulus.

Модуль стисливості, отриманий за допомогою польового методу CPTu, в основному перевищує значення, отримані шляхом випробування DMT. Різниця між цими значеннями може становити до 56%. (рис.15).

Для більш детального порівняння отриманих результатів розроблено скінчено-елементну модель будинку на масиві ґрунту з похилим нашаруванням ґрунтів, використанні моделі з пружним і пружно-пластичним середовищем (рис.16).

Фундаментна плита розташована на двох типах ґрунту, а саме пісок середньої крупності та середньої щільності та пісок крупний щільний.

При використанні пружного середовища задаємо такі параметри ґрунту як модуль деформації E та коефіцієнт Пуассона ν . Значення параметрів ґрунту наведені в табл. 2.

Після того, як задали параметри ґрунту, був виконаний розрахунок для визначення переміщень фундаментної плити і отримано, що найбільші переміщення виникають у ґрунтах з характеристиками, отриманими за DSTU (рис.17).

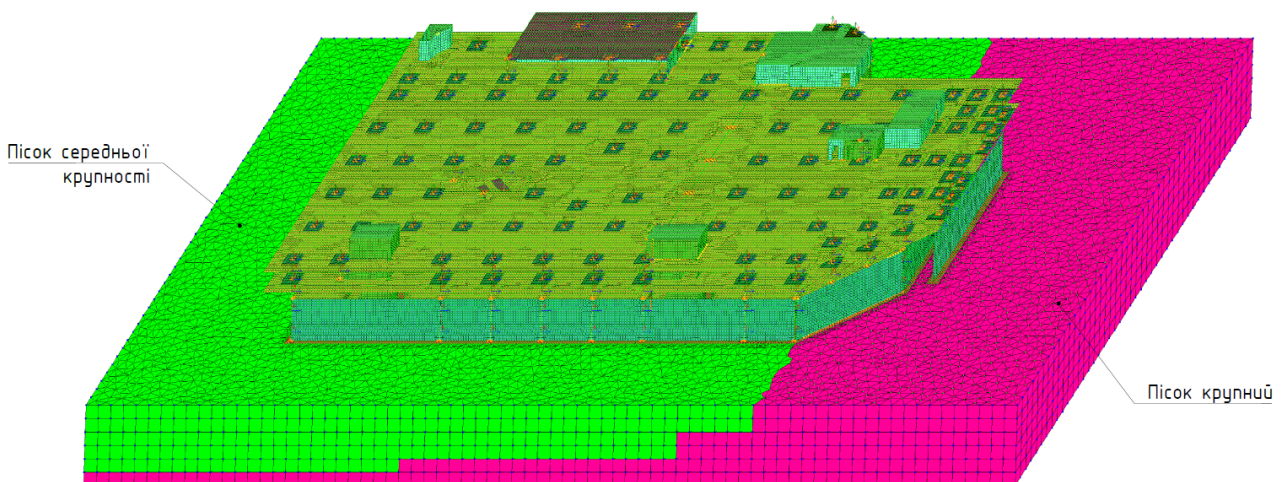


Рис.16. Скінчено-елементна модель будинку на масиві ґрунту з похилим нашаруванням ґрунтів.
Fig.16. Finite element model of a building on a soil massif with sloping layering of soils

Табл. 2. Параметри ґрунтів для трьох моделей при пружному середовищі.
Table 2. Soil parameters for three models in an elastic environment

Пісок середньої крупності			
Найменування моделі :	СРТу	DMT	ДСТУ
Модуль деформації E [т/м ²] :	6322,24	3091,78	3059,15
Коефіцієнт Пуассона ν :	0,3	0,3	0,3
Пісок крупний			
Найменування моделі :	СРТу	DMT	ДСТУ
Модуль деформації E [т/м ²] :	15805,6	5730,81	5098,58
Коефіцієнт Пуассона ν :	0,3	0,3	0,3

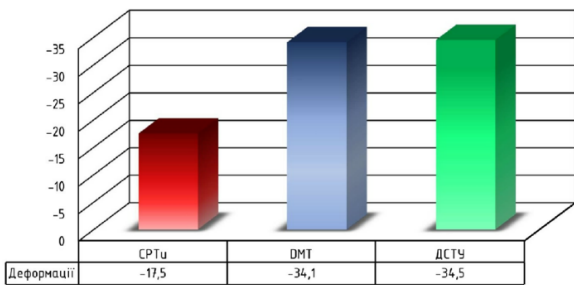


Рис.17. Діаграма порівняння максимальних осідань фундаментної плити за трьома моделями.

Fig.17. Comparison chart of maximum foundation displacements according to three models.

Також при порівнянні напружень за трьома розрахунковими моделями, виявлено, що найбільші значення виникають у розрахунковій моделі, за даними DMT. Максимальні значення за даними DMT перевищують напруження отриманих з використанням даних СРТу до 21 % та всього на 1% для даних за ДСТУ. Найбільші значення напружень у стисненій зоні фундаментної плити виникають у розрахунковій моделі, яка виконана за даними ДСТУ. Різниця значення між моделями з використанням даних ДСТУ та використанням даних СРТу може бути більше 2-х разів (рис.18).

При моделюванні пружно-пластичного середовища ґрунтового масиву використовуємо математичну модель Кулона-Мора. Характер деформування в даній моделі має лінійний характер, деформації в ґрунті прямопропорційно залежить від рівня напружень σ , і величина модуля ϵ сталою.

Данна модель включає два параметри міцності: c – питоме щеплення ґрунту, ϕ – кут внутрішнього тертя [11].

При використанні пружно-пластичного середовища окрім модуля деформації та коефіцієнт Пуассона задаємо параметр ϕ – кут внутрішнього тертя та параметр c – питоме щеплення ґрунту (табл.3).

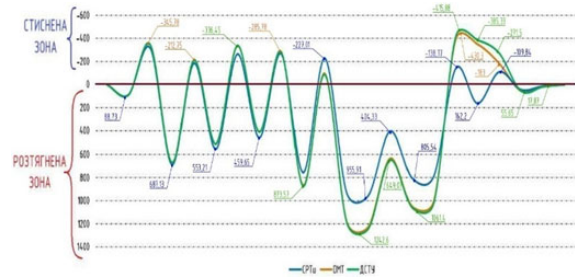


Рис.18. Діаграма порівняння максимальних напружень в фундаментній плиті.

Fig.18. Comparison diagram of foundation slab stresses according to three models.

Табл. 3. Параметри ґрунтів для трьох моделей при пружно-пластичному середовищі.
Table 3. Soil parameters for three models in an elastic-plastic model.

Пісок середньої крупності			
Найменування моделі :	СРТу	DMT	ДСТУ
Модуль деформації E [т/м ²] :	6322,24	3091,78	3059,15
Коефіцієнт Пуассона ν :	0,3	0,3	0,3
Кут внутрішнього тертя ϕ [°] :	32	35,3	35
Питоме щеплення c [т/м ²] :	0,1529	0,01019	0,1019
Пісок крупний			
Найменування моделі :	СРТу	DMT	ДСТУ
Модуль деформації E [т/м ²] :	15805,6	5730,81	5098,58
Коефіцієнт Пуассона ν :	0,3	0,3	0,3
Кут внутрішнього тертя ϕ [°] :	38	42,3	43
Питоме щеплення c [т/м ²] :	0,01019	0,01019	0,2039

Після того, як задали параметри ґрунту, був виконаний розрахунок для визначення переміщень фундаментної плити і отримані результати були порівняні з результатами розрахункової моделі з пружним середовищем (рис. 19).

Аналіз показав, що лінійна та нелінійна задачі демонструють майже однакові результати, оскільки рівень напружень відповідає лінійному діапазону залежності між напруженнями і деформаціями. Різниця у переміщеннях становить менше одного відсотка (рис. 20).

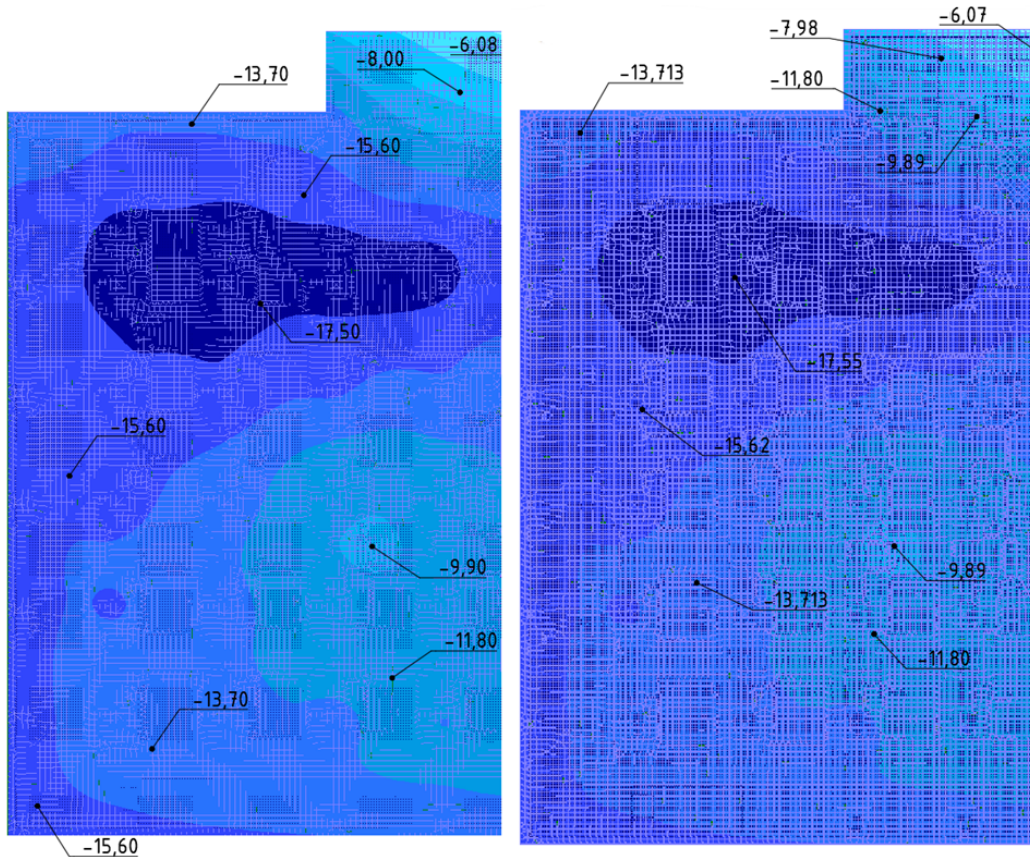


Рис.15. Ізополя переміщень по напрямку Z за даними отриманими за СРТу з використанням: а) у пружному середовищі; б) у пружно-пластичному
 Fig.15. Isofield of displacements in Z direction according to the data obtained by CPTu using: a) elastic model; b) elastic-plastic model

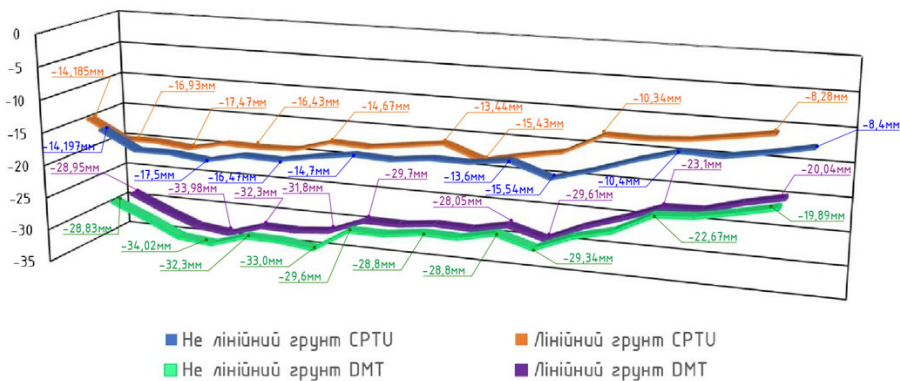


Рис.16. Графік порівняння осідань для лінійної та не лінійної моделі ґрунту на основі отриманих значень СРТу та DMT
 Fig.16. Comparison graph of linear and non-linear soil model based on the obtained values of CPTu and DMT.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отримано, що дані за ДСТУ показують переоцінку кута внутрішнього тертя до 21% у порівнянні з результатами, отриманими за допомогою СРТу. Також виявлено, що зна-

чення, отримані за ДСТУ і DMT, мають високу збіжність, починаючи з глибини 2 метри і далі.

З'ясовано, що модуль деформації, визначений на основі табличних значень ДСТУ, практично вдвічі менший, ніж той, який

отриманий за допомогою СРТу. Крім того, виявлено, що значення модуля деформації, виміряні за допомогою DMT, є найменшими порівняно з результатами СРТу та ДСТУ.

Модуль стисливості, отриманий за допомогою польового методу СРТу, в основному перевищує значення, отримані шляхом випробування DMT. Різниця між цими значеннями може становити до 56%.

Аналіз осідань фундаментної плити за розрахунковими моделями показав, що найбільші переміщення виникають у ґрунах з характеристиками, отриманими за ДСТУ.

Спостерігається що значення осідань за даними DMT та ДСТУ подібні. Значення отримані на основі даних СРТу у два рази менші.

Найбільші значення напружень у розтягненій зоні фундаментної плити виникають у розрахунковій моделі, яка виконана за даними DMT. Максимальні значення за даними DMT перевищують напруження отриманих з використанням даних СРТу до 21 % та всього на 1% для даних за ДСТУ.

Найбільші значення стисненої зони фундаментної плити виникають у розрахунковій моделі, яка виконана за даними ДСТУ. Різниця значення між моделями з використанням даних ДСТУ та використанням даних СРТу може бути більше 2-х разів.

Порівняння деформацій фундаментної плити при використанні моделей з пружним і пружно-пластичним середовищем показало різницю в межах 1 %;

stateczności skarp głębokich wykopów. / W. Szajna // *Zeszyty Naukowe. Inżynieria Środowiska – Zielona góra: UZ.* – 2010. – 139(19). – p. 93-104

4. Lunne T. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice / T. Lunne, P.K. Robertson, J.J.M. Powell. – Blackie Academic/Chapman & Hall, E&FN Spon, 1997. – 312 c.
5. Robertson, P.K. Void Ratio Redistribution in Undrained Triaxial Extension Tests on Ottawa Sand. / P.K. Robertson, A. Ayoubian // *Canadian Geotechnical Journal* – 1997. – Vol. 35(2). – p 351-359
6. Lingwanda M.I. Comparison of geotechnical uncertainties linked to different soil characterization methods. / M.I. Lingwanda, A. Prätstings, S. Larsson, D. L. Nyaoro // *Geomechanics and Geoengineering* – 2017. – Vol. 12. – p 137-151.
7. Robertson, P.K. Interpretation of the Cone Penetrometer Test, Part II: Clay. / P. K. Robertson, R.G. Campanella // *Canadian Geotechnical Journal* – 1983. – Vol. 20(4). – p. 734-745.
8. Ameratunga J. Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering / J. Ameratunga, N. Sivakugan, B.M. Das. – Springer New Delhi – 228 c. doi:10.1007/978-81-322-2629-1
9. Labuz J.F. Mohr–Coulomb Failure Criterion. / J. F. Labuz, A Zang // *Rock Mechanics and Rock Engineering.* – 2012. – Vol. 45(6). – p 975–979 doi:10.1007/s00603-012-0281-7
10. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.

REFERENCES

ЛІТЕРАТУРА

1. Młynarek Z. The Use of CPTU and DMT Methods to Determine Soil Deformation Moduli - Perspectives and Limitations / Z. Młynarek T. Lunne, J. Wierzbicki // *Studia Geotechnica et Mechanica - Zielona Gora: UZ.* – 2023. – 45(s1). p. 1-29. doi:10.2478/sgem-2023-0021.
2. Marchetti S. The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations / S. Marchetti, P. Monaco, G. Totani, M. Calabrese. – University of L'-Aquila, Italy, 2001. – 41 c.
3. Szajna W. Wykorzystanie badań CPTu do wyznaczania parametrów gruntu w analizie stateczności skarp głębokich wykopów. [Application of CPT in determination of soil parameters in slope stability analysis of deep
1. Młynarek Z., Lunne T., Wierzbicki J (2023). The Use of CPTU and DMT Methods to Determine Soil Deformation Moduli— Perspectives and Limitations. *Studia Geotechnica et Mechanica* 45(s1), 1-29. doi:10.2478/sgem-2023-0021.
2. Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M. (2001) The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations. University of L'-Aquila, Italy, 41.
3. Szajna W. (2010). Wykorzystanie badań CPTu do wyznaczania parametrów gruntu w analizie stateczności skarp głębokich wykopów. [Application of CPT in determination of soil parameters in slope stability analysis of deep

- excavations] *Zeszyty Naukowe. Inżynieria Środowiska*, Zielona góra: UZ, 139(19), 93-104. (in Poland)
4. Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. *Blackie Academic, Chapman Hall*, London, 312.
 5. Robertson P.K., Ayoubian A. (1997) Void Ratio Redistribution in Undrained Triaxial Extension Tests on Ottawa Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2), 351-359
 6. Lingwanda M.I., Prästings A., Larsson S., Nyaoro D. L. (2017) Comparison of geotechnical uncertainties linked to different soil characterization methods. *Geomechanics and Geoengineering*, 12, 137-151.
 7. Robertson, P.K., Campanella, R.G. (1983). Interpretation of the Cone Penetrometer Test, Part II: Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 734-745.
 8. Ameratunga, J., Sivakugan, N., Das, B.M. (2016). Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering. *Developments in Geotechnical Engineering*. New Delhi: Springer New Delhi, 228. doi:10.1007/978-81-322-2629-1
 9. Labuz, J.F., Zang, A. (2012). Mohr-Coulomb Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 975-979.
 10. Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina 1: DBN V.2.1-10-2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).

the results are not influenced by the transportation and preparation of samples. Conducting tests directly in the soil massif allows for the acquisition of information about soil characteristics and their classification, providing data on soil stratification.

This publication reviews modern methods of in-situ soil investigations, specifically CPTu (Cone Penetration Test) and DMT (Dilatometer Test) [1, 2]. These methods are widely used in Europe, while in Ukraine, they are relatively new and are just beginning to gain popularity. Therefore, it is relevant to compare these methods with the tabulated values provided in Ukrainian reference guides.

The deformation and stress values were compared using three calculation models based on CPTu, DMT, and DSTU data. A comparative analysis of the foundation slab deformations was conducted using models with elastic and elastic-plastic model.

For this purpose, a foundation slab was designed, and a finite element model of the building was developed, examining the foundation on a soil massif with inclined stratification, using both elastic and elastic-plastic soil models.

Key words: In-situ tests, cone penetration test, dilatometer test, foundation slab, elastic and elastic-plastic model.

Interpretation of the data of modern methods of field soil research

Lyudmila BONDAREVA
Ivan ZIMENKO
Kostiantyn BONDAREV

Summary. This study examines modern in-situ testing methods for soils; it investigates the impact of interpreting these methods on the calculated strength and deformation parameters of soils and compares them with tabulated values according to the DSTU (Standard of Ukraine).

In today's world, there is an urgent need for accurate and prompt soil investigations, which are crucial for design and construction. Although laboratory methods are reliable, they often require significant time and resources. The advantage of in-situ methods lies in the fact that testing is performed directly in the soil mass, meaning that

Чисельні дослідження розподільчої здатності суцільної лінійно-деформованої моделі ґрунтової основи великорозмірних плитних фундаментів

Олександр САМОРОДОВ¹, Ольга ГАВРИЛЮК²

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова

17, вул. Маршала Бажанова, Харків, Україна, 61002

¹osamorodov@ukr.net, orcid.org/0000-0003-4395-9417

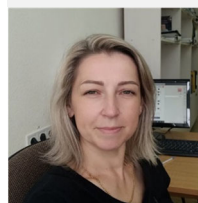
²Olha.Havryliuk@kname.edu.ua, orcid.org/0000-0002-7057-2499

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.75-85

Анотація. У статті проаналізовано існуючу методику визначення основних розрахункових параметрів моделі у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності (розрахункова товщина шару H_0 та розрахунковий модуль деформації E_0) для моделювання адекватної взаємодії ґрунтових основ з великорозмірними плитними фундаментами. Метою роботи є чисельні дослідження напружено-деформованого стану рівномірно навантаженої гнучкої прямокутної фундаментної плити при зменшенні товщини шару моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності. У комплексі SCAD методом скінченних елементів проведено чисельні дослідження впливу товщини шару зазначеної моделі ґрунтової основи, що взаємодіє з великорозмірним гнучким плитним фундаментом, який має різні прямокутні форми у плані. Аналіз результатів чисельних розрахунків показав, що при зменшенні співвідношення H_0/H_ϕ (розрахункової товщі шару моделі ґрунтової основи H_0 до фактичної стисливої товщі ґрунтової основи H_ϕ) зменшуються до 50% максимальні моментні зусилля уздовж ортогональних осей прямокутних фундаментів. Це відбувається за рахунок зменшення розподільчої здатності моделі ґрунтової основи та відповідно крайових реакцій R під плитою при рівних середніх осіданнях s_{cp} плити. Чисельні дослідження показали цікаві результати щодо розподілу моментних зусиль в гнучких прямокутних плитах, де максимум знаходиться поза центром ваги рівномірно навантаженої плити, що підтверджує особливість взаємодії гнучких плит з відносно вузькими стисливими шарами під подошвою. При відповідному натурному експериментальному обґрунтуванні використання моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-



Олександр Самородов
професор кафедри геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва
д.т.н., проф.



Ольга Гаврилюк
ст. викладач та аспірантка кафедри геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

деформованого шару скінченної розподільчої здатності з розрахунковими параметрами (H_0 та E_0) на відміну від фактичних параметрів (H_ϕ та E_ϕ) при розрахунках великорозмірних плитних фундаментів може мати принципове практичне значення при їх раціональному проектуванні, так як армування може бути знижено до 50%.

Ключові слова. плитний фундамент, ґрунтова основа, лінійно-деформована модель, товщина шару, модуль деформації, напружено-деформований стан.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Загальновідомо, що для отримання надійних та достовірних результатів розрахунку напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій фундаментів споруд у системі «основа – фундамент – споруда» («ОФС») необхідно обрати таку модель ґрунтової основи з відповідними параметрами, яка є близькою до поведінки реального ґрунтового середовища під навантаженнями від

конструкцій за двома критеріями: розподільчою здатністю та деформативністю фундаментів споруд.

Так як у дослідженнях розглядаються великорозмірні плитні фундаменти, тому, як правило, тиск по підшві фундаменту не перевищує розрахункового опору ґрунту основи, тому є правомірним застосування моделей лінійно-деформованого середовища, що було запропоновано та обґрунтовано ще Н. М. Герсевановим [1] та В. А. Флорінім [2] і допускається діючими нормами [3].

На практиці модель лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності є найбільше розповсюдженою, так як вимагає завдання лише деформаційних характеристик ґрунту (модуля деформації E та коефіцієнта Пуассона ν). Для плоских задач (плоска деформація) модель має відому назву як модель суцільного шару скінченної ширини [4]. Однак, значна розподільча здатність моделі викликає виникнення надмірних реакцій на краях конструкцій фундаментів та, відповідно, значних моментних зусиль від загального вигину плитних фундаментів, особливо великорозмірних.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Ще з минулого сторіччя під час інженерних розрахунків основ та фундаментів широко застосовувалася модель ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару, так як вона пропонувалася державними будівельними нормами [5] та вимагала завдання лише товщини шару H (стисливої товщі) та деформаційних характеристик ґрунту (модуля деформації E та коефіцієнта Пуассона ν). При цьому, ця аналітична модель не мала обмежень у плані [6]. Сьогодні, унаслідок розвитку інформаційних технологій, при моделюванні та чисельних розрахунках системи «ОФС» у потужних розрахункових комплексах SOFiSTiK, Plaxis, SCAD, Ліра тощо, як правило, у просторовій постановці задачі застосовується модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (рис. 1), яка, крім обмеження вертикальних деформацій на деякій глибині H , також має

обмеження горизонтальних деформацій на деякій відстані від місця прикладення навантаження у плані ($L_x \times L_y$).

Такі граничні умови моделі ґрунтуються на тому, що при дії зовнішніх навантажень на ґрунтову основу утворюється просторова область деформування, за межами якої деформаціями ґрунту можна знехтувати, так як додаткове навантаження на межах ґрунтового масиву не перевищує структурної міцності ґрунту [4]. При цьому для самої моделі можуть задаватися будь-які закономірності деформування ґрунтів під навантаженнями, в тому числі й у часі.

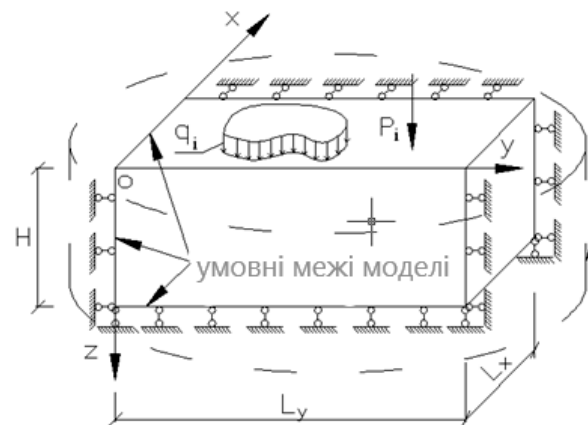


Рис.1. Модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (для просторових задач)

Fig.1. Soil base model in the form of a continuous layer of finite distribution capability (for three-dimensional problems)

Аналізуючи деякі рекомендації по призначенню характеристик стисливого шару, слід зазначити, що вони виходять з умови близької відповідності фактичних осідань фундаментних плит розрахунковим. Це дозволяє призначити або умовну товщину шару H_0 , або умовний модуль деформації E_0 . Однак, використання лише цієї умови не дає можливості знизити реальну розподільчу здатності лінійно-деформованої моделі ґрунтової основи, що призводить до значної концентрації реактивних тисків на краях великорозмірних фундаментів.

Звичайно, що розподільча здатність ідеалізованого лінійно-деформованого шару вища, ніж у природних ґрунтових основах.

Тому, для забезпечення близької відповідності розрахункових осідань фактичним, розрахункова товщина шару H_0 повинна бути більшою за фактичну стисливу товщу H_ϕ (за умови однакового розрахункового модуля деформації E_0), а для забезпечення відповідності епюри контактних тисків – меншою за фактичну, що збігається з висновками вчених І.К. Самаріна і Г.В. Крашенинникової [7].

Отже, варіюючи лише одним параметром E_0 або H_0 моделі лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності, не можна вирішити два основні завдання розрахунку: домогтися відповідності розрахункових осідань і зусиль у великорозмірних плитних фундаментах фактичним. Використання нелінійних моделей саме для великорозмірних фундаментів більш ніж з двома параметрами тільки призводить до труднощів проведення спеціальних випробувань ґрунтів з інтерпретацією результатів та ще більшої невизначеності щодо моделювання.

У роботі професорів І.Я. Лучковського та О.В. Самородова [8] було запропоновано методику (див. рис. 2) визначення основних розрахункових параметрів (див. рис. 3) суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності (розрахункова товщина шару H_0 та розрахунковий модуль деформації E_0) для моделювання ґрунтових основ великорозмірних фундаментів, яка має наступний алгоритм:

- визначається фактична (реальна) глибина стисливої товщі H_ϕ при середньому тиску p по підшві фундаменту;
- обчислюється середнє осідання s_{cp} фундаментної плити з урахуванням визначеної фактичної глибини стисливої товщі H_ϕ ;
- визначається величина A за формулою:

$$A = \frac{pH_\phi(1-\nu^2)}{s_{cp}E_\phi} \quad (1)$$

- за знайденим значенням A і співвідношенням сторін фундаментної плити l/b за графіком на рис. 2 знаходиться співвідношення $2H_0/b$ і K_{cp} ;

- обчислюються значення основних параметрів моделі:

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= \left(\frac{2H_0}{b} \right) \frac{b}{2}; \\ E_0 &= \frac{pb(1-\nu^2)}{s_{cp}} K_{cp}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

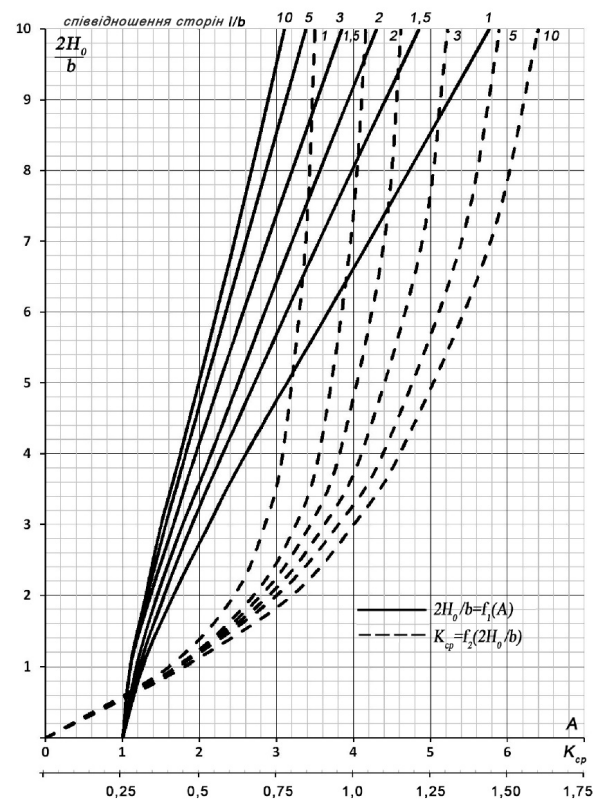


Рис.2. Графіки залежностей $2H_0/b$ від A та коефіцієнта K_{cp} для прямокутних плит

Fig.2. Graphs of the dependence of $2H_0/b$ on A and the coefficient K_{cp} for rectangular plates

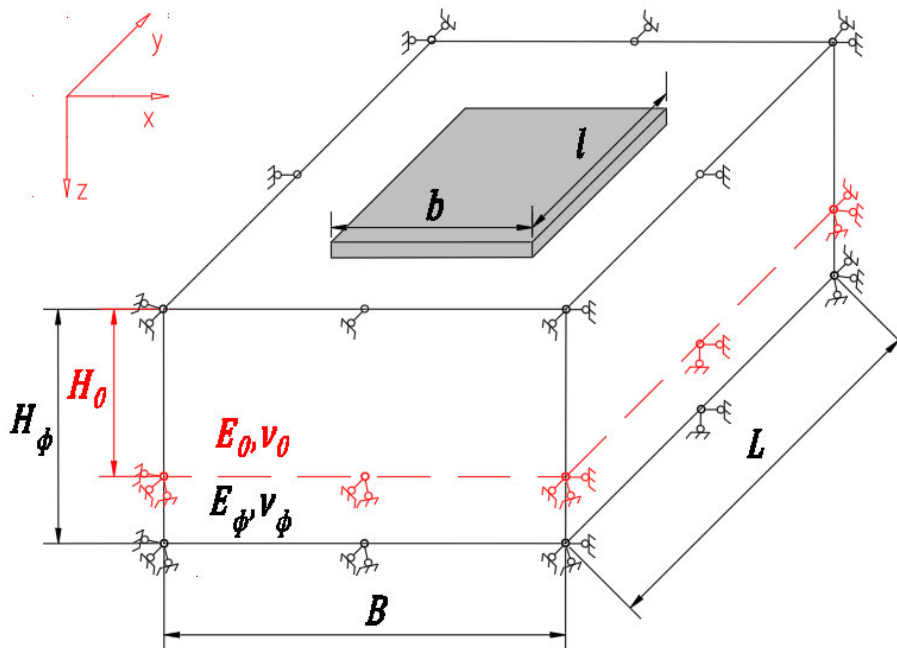


Рис.3. Загальний вигляд моделі ґрунтової основи з прямокутної плитою на поверхні
Fig.3. General view of the soil base model with a rectangular plate on the surface

На рис. 3 згідно з попередніми розрахунками [8] видно, що розрахункова товщина лінійно-деформованого шару H_0 менша за фактичну величину стисливої товщі H_ϕ та розрахунковий модуль деформації лінійно-деформованого шару E_0 також менший за фактичний (наведений) модуль деформації ґрунту E_ϕ . Тому модель ґрунтової основи з розрахунковими параметрами (H_0 та E_0) на відміну від фактичних параметрів (H_ϕ та E_ϕ) потребує додаткових досліджень впливу зменшення товщини шару на розподіл згинальних моментних зусиль у плиті при інших рівних умовах, що є актуальною задачею механіки ґрунтів та проектування великорозмірних плитних фундаментів.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є чисельні дослідження НДС рівномірно навантаженої гнучкої прямокутної фундаментної плити при зменшенні товщини шару моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для чисельних досліджень впливу товщини шару моделі суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності на розподіл моментних зусиль у рівномірно навантаженому гнучкому плитному фундаменті обрано просторову постановку задачі (рис. 3).

За допомогою комплексу SCAD Office 21.1 (ліц. №17280) створено скінчено-елементну модель взаємодії ґрунтової основи з плитним фундаментом. Гнучкий прямокутний плитний фундамент замодельований пластинчастими скінченими елементами (тип 21), який сприймає вертикальне рівномірно розподілене навантаження $p=300$ кПа. Фундамент має товщину $h=1,0$ м та механічні властивості, що відповідають бетону класу C20/25. Характеристики моделі «ґрунтова основа - фундамент» з фактичними параметрами представлено у табл. 1.

Табл. 1. Фактичні параметри моделі «грунтова основа - фундамент».

Table 1. Actual parameters of the «soil base – foundation» model.

Параметри фундаменту та основи	Дослідні форми фундаментів у плані		
	Квадратний	Прямокутний-2	Прямокутний-3
l	2	3	4
Ширина фундаменту, b , м	16	16	16
Довжина фундаменту, l , м	16	32	48
Співвідношення, l/b , од.	1	2	3
Фактична стислива товща ґрунтової основи, H_ϕ , м	16	16	16
Фактичний (наведений) модуль деформації ґрунту, E_ϕ , кН/м ²	25000	25000	25000
Коефіцієнт Пуассона ґрунту, $\nu = \nu_\phi$, од.	0,3	0,3	0,3

У плані розміри моделі ґрунтової основи (рис. 3) були прийняті більшими на 32 м за розміри фундаменту у плані відповідно: $B=b+32$ м та $L=l+32$ м, тобто з кожної сторони від краю фундаменту приймалася відстань, що дорівнює фактичній стисливій товщі $H_\phi=16$ м.

На рис. 4 показано загальний вигляд скінчено-елементної розрахункової моделі взаємодії ґрунтової основи з плитним фундаментом у програмі SCAD.

Ґрунтова основа змодельована об'ємними ізопараметричними скінченими елементами (тип 36) з відповідними деформаційними характеристиками (табл. 2).

У комплексі SCAD методом скінчених елементів проведено чисельні розрахунки НДС гнучких плитних фундаментів, що взаємодіють з моделлю ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності. При цьому плита сприймає рівномірно розподілене вертикальне навантаження $p_{cp}=300$ кПа.

Параметри моделі та відповідні результати розрахунків у вигляді максимальних моментних зусиль представлені у табл. 2 та на рис. 5-7 (для квадратного фундаменту ($l/b=1$) при значенні середнього осідання

$s_{cp}\approx 9,34$ см; для прямокутного-2 фундаменту ($l/b=2$) при значенні середнього осідання $s_{cp}\approx 10,3$ см; для прямокутного-3 фундаменту ($l/b=3$) при значенні середнього осідання $s_{cp}\approx 10,5$ см.

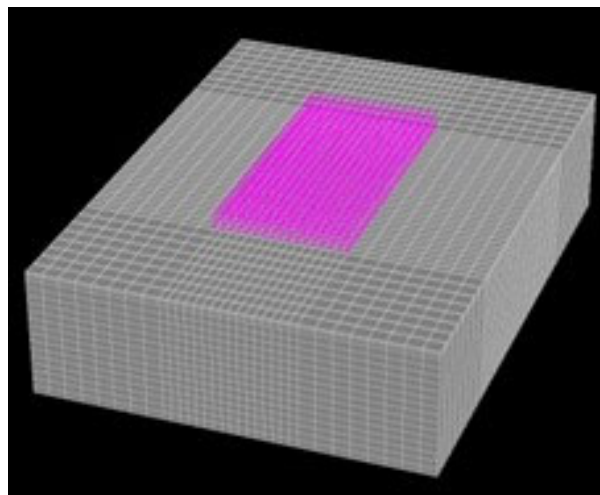


Рис. 4. Загальний вигляд скінчено-елементної моделі у програмі SCAD з рівномірно розподіленим навантаженням на плитний фундамент (прямокутний-2)

Fig. 4. General view of the finite-element model in the SCAD program with a uniformly distributed load on the plate foundation (rectangular-2)

Табл. 2. Параметри моделі ґрунтової основи та максимальні моментні зусилля у плиті.
Table 2. Soil base model parameters and maximum moment forces in the plate.

Фундамент	Параметри моделі ґрунтової основи				Максимальні моментні зусилля			
	Фактична величина стисливої товщі (або розрахункова товщина шару), H_f , м	Співвідношення, H_0 / H_f , од.	Фактичний (або розрахунковий) модуль деформації, E_i , кПа	Коефіцієнт Пуассона, ν_i , од.	$M_{max,x}$, кН·м	$M_{max,y}$, кН·м	Зниження $M_{max,x}$, %	Зниження $M_{max,y}$, %
1	2	3	4	5	6		8	9
Квадратний	$H_f=H_0=16$	1,00	$E_f=25000$	$\nu_f=0,3$	1707	1707	-	-
Квадратний	$H_0=12$	0,75	$E_0=21600$	$\nu_0=0,3$	1659	1659	3	3
Квадратний	$H_0=8$	0,50	$E_0=16500$	$\nu_0=0,3$	1494	1494	12	12
Квадратний	$H_0=4$	0,25	$E_0=9250$	$\nu_0=0,3$	1077	1077	37	37
Прямокутний-2	$H_f=H_0=16$	1,00	$E_f=25000$	$\nu_f=0,3$	1869	1340	-	-
Прямокутний-2	$H_0=12$	0,75	$E_0=20800$	$\nu_0=0,3$	1789	1285	4	4
Прямокутний-2	$H_0=8$	0,50	$E_0=15300$	$\nu_0=0,3$	1559	1143	17	15
Прямокутний-2	$H_0=4$	0,25	$E_0=8500$	$\nu_0=0,3$	1084	829	42	38
Прямокутний-3	$H_f=H_0=16$	1,00	$E_f=25000$	$\nu_f=0,3$	2556	3121	-	-
Прямокутний-3	$H_0=12$	0,75	$E_0=20600$	$\nu_0=0,3$	2350	2791	8	11
Прямокутний-3	$H_0=8$	0,50	$E_0=15200$	$\nu_0=0,3$	1956	2265	23	27
Прямокутний-3	$H_0=4$	0,25	$E_0=8400$	$\nu_0=0,3$	1300	1514	49	51

Аналіз результатів розрахунків (табл. 2 та рис. 5) показує, що при зменшенні співвідношення $H_0/H_f=0,25$ (розрахункової товщі шару моделі ґрунтової основи $H_0=4$ до фактичної (реальної) стисливої товщі ґрунтової основи фундаменту $H_f=16$) зменшуються максимальні моментні зусилля уздовж ортогональних осей прямокутних фундаментів за рахунок зменшення розподільчої здатності моделі ґрунтової основи та відповідно реакцій R під плитою при рівних середніх

осіданнях s_{cp} плити, що відображено на рис. 8-9. Це може мати принципове практичне значення при раціональному проектуванні великорозмірних плитних фундаментів, де армування може бути знижено до 50%, при відповідному натурному експериментальному обґрунтуванні.

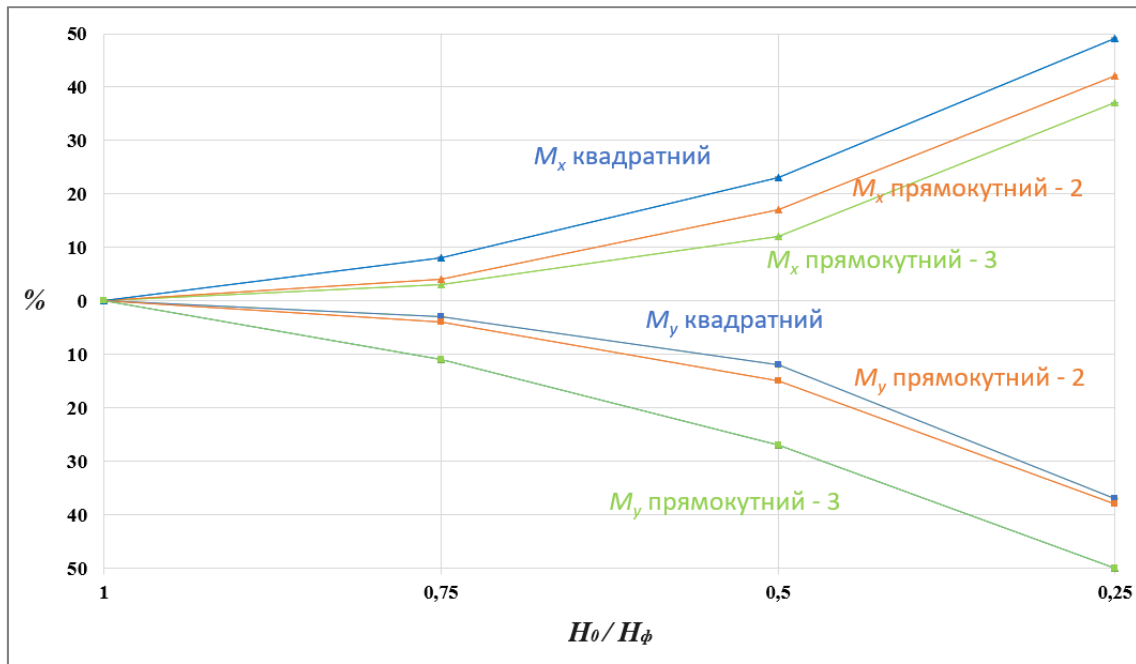


Рис. 5. Зменшення (%) максимальних моментних зусиль у гнучких прямокутних плитах в залежності від зменшення співвідношення H_0/H_ϕ
 Fig.5. Reduction (%) of the maximum moment forces in flexible rectangular plates depending on the decrease in the H_0/H_ϕ ratio

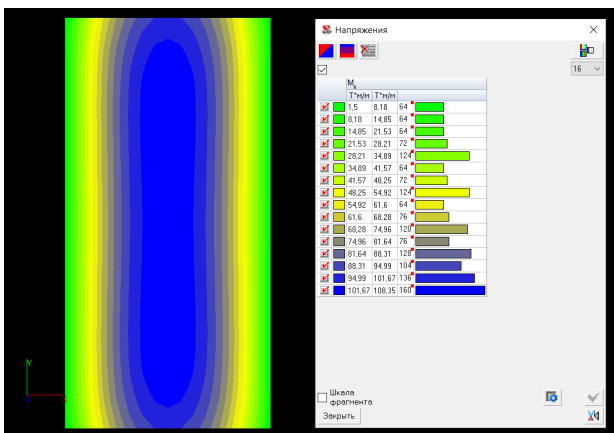


Рис.6 Розподіл моментних зусиль M_x уздовж осі x у гнучкій прямокутній плиті (прямокутник-2) при $H_0/H_\phi=0,25$
 Fig.6. Distribution of moment forces M_x along the x -axis in a flexible rectangular slab (rectangle-2) at $H_0/H_\phi=0,25$

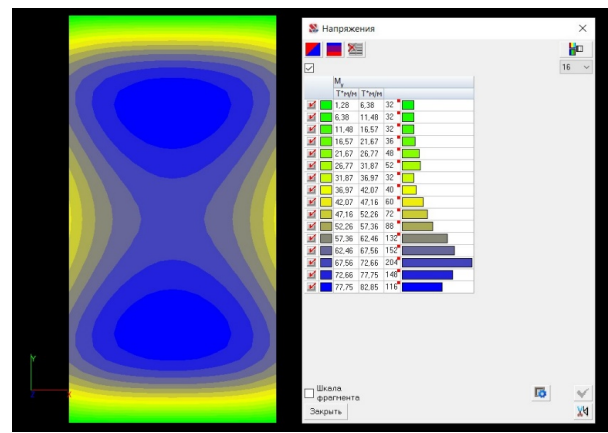


Рис. 7 Розподіл моментних зусиль M_y уздовж осі y у гнучкій прямокутній плиті (прямокутник-2) при $H_0/H_\phi=0,25$
 Fig.7. Distribution of moment forces M_y along the y -axis in a flexible rectangular slab (rectangle-2) at $H_0/H_\phi=0,25$

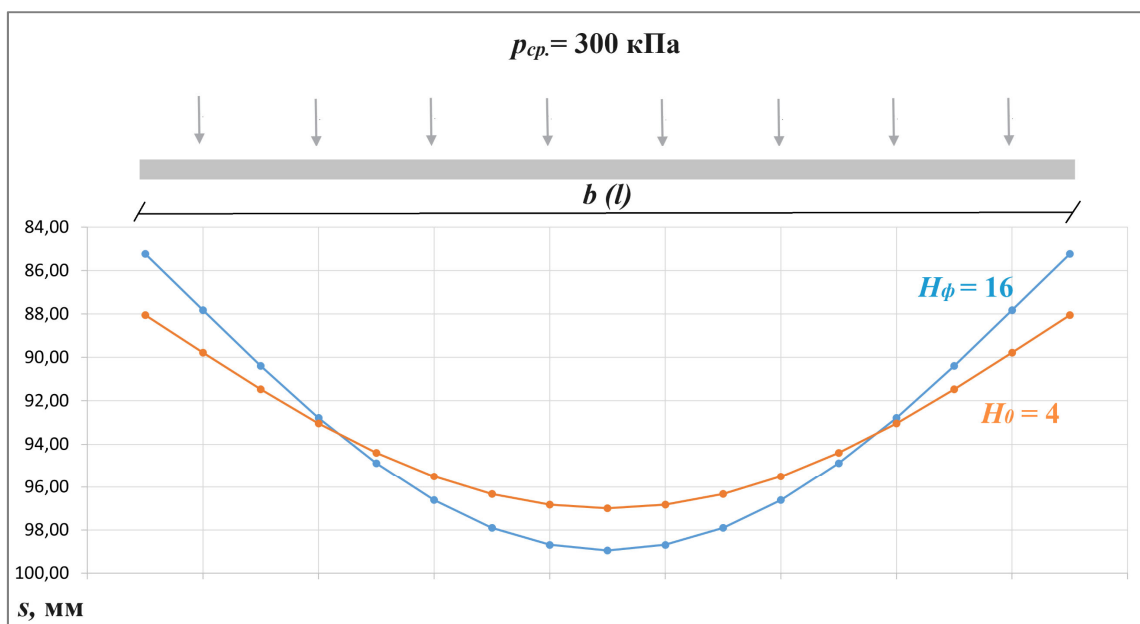


Рис. 8. Епюра осідань плити квадратного фундаменту уздовж ортогональних осей x або y
 Fig. 8. Diagram of settlement of a square foundation slab along orthogonal x or y axes

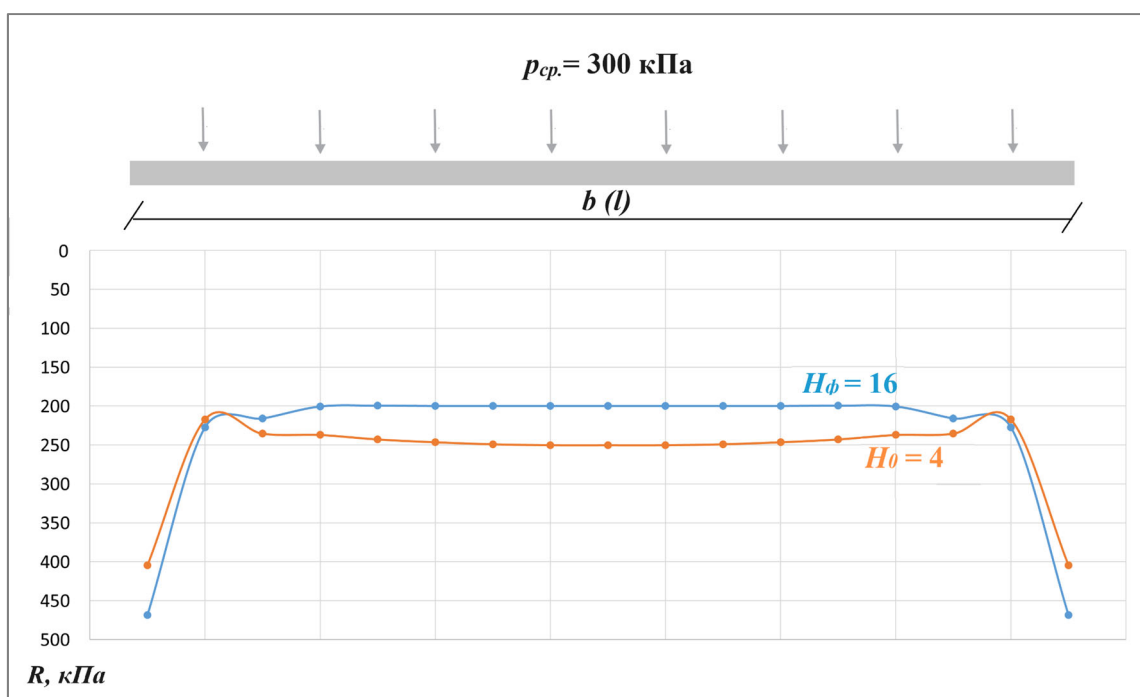


Рис. 9. Епюра реакцій під квадратною плитою уздовж ортогональних осей x або y
 Fig. 9. Diagram of reactions under a square slab along orthogonal x or y axes

Чисельні дослідження показали також цікаві результати щодо розподілу моментних зусиль у гнучких прямокутних плитах, де максимум знаходиться поза центром ваги рівномірно навантаженої плити (рис. 6-7). Це

ще раз підтверджує особливість взаємодії гнучких плит з відносно вузькими стисливими шарами під подошвою, що відмічалось раніше у нашій роботі [9] та інших вчених. Звертаємо увагу на те, що помилки у

моделюванні виключено: взаємодія вказаних скінченних елементів плити та ґрунтової основи виключала можливість виникнення кутів повороту у крайових зонах плити та розтягуючих зусиль між плитою та моделлю ґрунтової основи.

Однак, при реальних умовах взаємодії ґрунтової основи з плитними фундаментами багатопверхових будівель цей ефект зникає, так як фундамент у системі «ОФС» можна вважати абсолютно жорстким, і максимальні моменти зусиль виникають саме у центрі плити (див. рис. 10, де прийнято значну товщину плити $h=100,0$ м) зі значним підвищенням максимального значення згинального моменту (у даному випадку у 3-и рази) за рахунок значної концентрації реакцій по краях плити. При цьому відмічаємо ще більше зниження максимальних моментних зусиль у жорстких плитах, якщо приймати ті ж самі умови, що наведені у табл. 2, у порівнянні з гнучкими плитами.

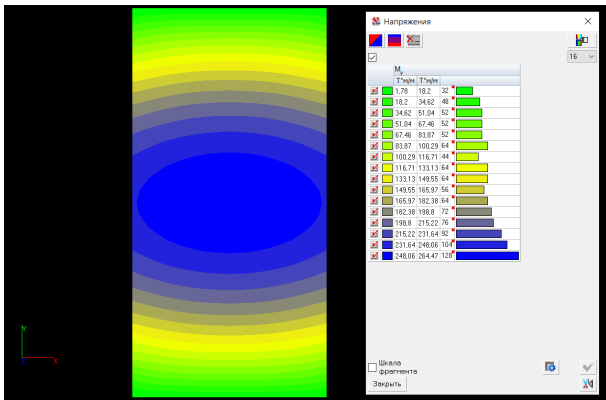


Рис. 10. Розподіл моментних зусиль M_y уздовж осі y в абсолютно жорсткій прямокутній плиті (прямокутник-2) при $H_0/H_\phi=0,25$

Fig. 10. Distribution of moment forces M_y along the y axis in an absolutely rigid rectangular slab (rectangle-2) at $H_0/H_\phi=0,25$

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведено чисельні дослідження впливу товщини шару моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності, що взаємодіє з великорозмірним гнучким плитним фундаментом за допомогою програми SCAD.

Аналіз результатів чисельних розрахунків показав, що при зменшенні співвідношення H_0/H_ϕ (розрахункової товщі шару моделі ґрунтової основи H_0 до фактичної (реальної) стисливої товщі ґрунтової основи фундаменту H_ϕ) зменшуються до 50% максимальні моментні зусилля уздовж ортогональних осей прямокутних фундаментів за рахунок зменшення розподільчої здатності моделі ґрунтової основи та відповідно крайових реакцій R під плитою при рівних середніх осіданнях s_{cp} плити.

Чисельні дослідження показали цікаві результати щодо розподілу моментних зусиль в гнучких прямокутних плитах, де максимум знаходиться поза центром ваги рівномірно навантаженої плити, що підтверджує особливість взаємодії гнучких плит з відносно вузькими стисливими шарами під підошвою.

При відповідному натурному експериментальному обґрунтуванні використання моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності з розрахунковими параметрами (H_0 та E_0) на відміну від фактичних параметрів (H_ϕ та E_ϕ) при розрахунках великорозмірних плитних фундаментів може мати принципове практичне значення при їх раціональному проектуванні, так як армування може бути знижено до 50%.

ЛІТЕРАТУРА

1. Герсеванов Н.М. Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на грунт на основе экспериментальных работ / Н. М. Герсеванов // *Труды МИИТ*. – 1930. – Вып. XV. – С. 4–11.
2. Флорин В.А. Основы механики грунтов / В.А. Флорин // – Ленинград, Москва: Госстройиздат, 1959. – Т. 1. – 357 с.
3. Основы і фундаменти будівель та споруд ДБНВ.2.1-10:2018 – [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.
4. Лучковский И.Я. Взаимодействие конструкций с основанием / И.Я. Лучковский. – Харків: ХДАГХ (Бібліотека журналу ІТЕ), 2000. – Том 3. – 264 с.
5. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-

- 83)/НИИОСП им. Герсееванова. — М.: Стройиздат, 1986. — 415 с.
6. Егоров К.Е. К вопросу деформации основания конечной толщины / К.Е. Егоров // *Механика грунтов: сб. тр. НИИОСП.* — 1958. — Вып. 34. — С. 5-33.
 7. Самарин И.К. Взаимодействие конструкций гидротехнических сооружений с основанием / И.К. Самарин // — М.: Стройиздат, 1978. — 136 с.
 8. Lutchkovsky I.J. Definition of the parameters of an elastic finite layer / I.J. Lutchkovsky, O.V. Samorodov // *Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development.* — Edinburgh, Scotland, 2015. — P. 3711-3715.
 9. Самородов А.В. Внецентренно нагруженные фундаменты с вырезами по подошве: *дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.02* / А.В. Самородов; ПГАСА. — Днепропетровск, 2005. — 203 с.
 10. Бойко І. П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І.П. Бойко, В.С. Носенко // *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво.* — 2012. — Вип. 4(1). — С. 54–60.
 11. Носенко В.С. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із бурюін'єкційних паль / В.С. Носенко, О.А. Кривенко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник.* — К.: КНУБА. — 2020. — Вип. 40. — С. 48-57.
- konstruktsiy s osnovaniyem [Interaction of structures with the base]. Kharkiv: KHDAKH (Library of the ITA journal), vol. 3, 264 p. (in Russian).
5. Posobiye po proyektirovaniyu osnovaniy zdaniy i sooruzheniy (k SNiP 2.02.01-83) (1986). [Guide for design of bases of buildings and structures (supplement to SNiP 2.02.01-83)]. NIIOSP named after N.M. Gersevanov. M.: Stroyizdat, 415 p.
 6. Egorov K.E. (1958). K voprosu deformatsii osnovaniya konechnoy tolshchiny [More on the deformation of the soil base of finite thickness]. *Soil Mechanics: Proceedings of the Scientific Research Institute for Foundations and Underground Structures*, vol. 34, 5-33.
 7. Samarin I.K. (1978). Vzaimodeistvie konstruktsii gidrotekhnicheskikh sooruzhenii s osnovaniem [Interaction of hydraulic structures with the foundation]. M.: Stroyizdat, 136 p. (in Russian).
 8. Lutchkovsky, I.J., Samorodov, O.V. (2015). Definition of the parameters of an elastic finite layer. *Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development.* Edinburgh, Scotland: 2015, pp. 3711-3715.
 9. Samorodov O.V. (2005). Vnetsentrenno nagruzhennye fundamenti s virezami po podoshve [Eccentrically loaded foundations with cutouts on the sole]. *Kandydats'ka dysertatsiia [Candidate's dissertation]*. Dnepropetrovsk, 203 p. (in Russian).
 10. Boyko, I.P., Nosenko, V.S. (2012). Vplyv poslidoynosti zvedennya sumizhnykh sektsiy vysotnoho budynku na pererozpodyl zusyly u palovykh fundamentakh [The influence of the sequence of construction of adjacent sections of a high-rise building on the redistribution of forces in pile foundations]. *Zbirnyk naukovykh prats. Seriya: Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo. Poltava: PoltNTU*, (1), 54-60. (in Ukrainian).
 11. Nosenko, V.S., Krivenko, O.A. (2020). Vplyv zhorstkosti nesuchykh konstruktsiy budynku zi zbirnoho zalizobetonu na napruzheno-deformovanyy stan fundamentiv iz buroynekytsiynykh pal [The influence of the stiffness of the bearing structures of a precast concrete building on the stress-strain state of foundations made of augercast piles]. *Osnovy i fundamenty: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*, 40, 48-57 (in Ukrainian).

REFERENCES

1. Gersevanov N.M. (1930). Opit primeneniya teorii uprugosti k opredeleniyu dopuskaemikh nagruzok na grunt na osnove eksperimentalnikh rabot. [Experience in applying the theory of elasticity to determining permissible loads on soil based on experimental work]. *Proceedings of MIIT*, Vol. XV, pp. 4-11 (in Russian).
2. Florin V.A. (1959). Osnovi mehaniki gruntov [Fundamentals of soil mechanics]. L.-M.: Stroyizdat, 357 p. (in Russian).
3. Osnovy i fundamenty budivel' ta sporud DBN V.2.1-10:2018. (2018) — [Chynnyu vid 2019-01-01]. — Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny, 36 (in Ukrainian).
4. Luchkovsky I.Ya. (2000) Vzaimodeystviye

Numerical studies of the distribution capability of a continuous linear strain soil base model for large-sized raft foundations

*Oleksandr SAMORODOV,
Olha HAVRYLIUK*

Summary. The paper examines the existing methodology for determining the main design parameters of the model in the form of a continuous linearly strained layer of finite distribution capability (the design thickness of the layer H_0 and design stress-strain modulus E_0) to simulate the adequate interaction between soil bases and large-size slab foundations. The aim of this work is to numerically study the stress-strain state of a uniformly loaded flexible rectangular foundation slab when the thickness of the soil base model layer is reduced in the form of a continuous linearly deformed layer of finite distribution capacity. Numerical studies of the effect of the thickness of the layer of the specified soil base model that interacts with a large-size flexible slab foundation of various rectangular shapes in plan were conducted in the SCAD package using the finite element method. The numerical study results have shown that when the ratio H_0/H_a (the design thickness of the layer of the soil base model H_0 to the actual compressible thickness of the soil base H_a) decreases, the maximum moment forces along the orthogonal axes of rectangular foundations decrease to 50% because of the decrease in the distribution capability of the soil base model and, accordingly, in the edge reactions R under the slab at equal average settlements of the slab s_{aver} . Numerical studies have shown interesting results on the distribution of moment forces in flexible rectangular slabs, where the maximum is outside the center of gravity of a uniformly loaded raft, which confirms the peculiarity of the interaction of flexible slabs with relatively narrow compressible layers under the sole. With an appropriate in-situ experimental justification, the use of the soil base model in the form as a continuous linearly strained layer of finite distribution capability with the design parameters (H_0 and E_0) rather than with the actual parameters (H_a and E_a) in calculations of large-size slab foundations can be of fundamental practical importance in their rational design, as the reinforcement can be reduced to 50%.

Keywords: slab foundation, soil base, linear strain model, layer thickness, stress-strain modulus, stress-strain state.

Дослідження напружено-деформованого стану лесової основи позацентрово навантаженого фундаменту вежі при врахуванні можливого водонасичення ґрунту*Остан КАШОЇДА¹, Вероніка ЖУК²*

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних сил, Київ, Україна, 03037,
¹o.o.kashoida@gmail.com, orcid.org/0000-0002-9234-4489
²zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114 -3192

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.86-99

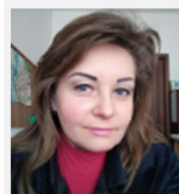
Анотація. У даній роботі виконано варіантне проектування фундаменту неглибокого закладання під вежу з використанням числового моделювання у програмному комплексі «Midas GTS NX». Фундаменти являють собою чотири окремі конструкції, що сприймають опорні реакції від опор вежі. В залежності від напрямку дії вітрового навантаження опорні реакції змінюються як кількісно, так і якісно (один фундамент сприймає вдавлююче зусилля, інший може сприймати висмикуюче зусилля). В роботі розглянуто два варіанти завантаження від дії вітру: вітрове навантаження діє на грань вежі або на ребро вежі.

Геологічна будова майданчика для дослідження прийнята спрощеною - такою, що складається із одного інженерно-геологічного елементу, що являє собою лесовий ґрунт (супісок пилюватий у твердому стані). Числове моделювання ґрунтового масиву було реалізовано з використанням об'ємних скінченних елементів з пружно-пластичним законом деформування та критерієм міцності Кулона-Мора.

Варіантне проектування передбачало розрахунок фундаменту вежі на природній основі та з влаштуванням ґрунтової подушки. Дослідження виконувалось для фундаментів споруди вежі у чотирьох постановках: 1) основа у природному стані; 2) влаштована ґрунтова подушка потужністю 1,6 м; 3) природна основа з локальним замочуванням ґрунту; 4) влаштована ґрунтова подушка з локальним водонасиченням ґрунту. Моделювання влаштування ґрунтової подушки відбувається за допомогою заміни жорсткості скінченного елементу на певній стадії розрахунку у ПК «Midas GTS NX». Алгоритм моделювання



Остан КАШОЇДА
доцент кафедри геотехніки
PhD



Вероніка ЖУК
доцент кафедри геотехніки
к.т.н., доцент

замочування ґрунтової основи під фундаментами виконано аналогічним чином, тобто відбувалася заміна фізико-механічних характеристик певних скінченних елементів. Локалізація зон замочування обиралася із умов виникнення найбільш невігідних сполучень навантажень і переміщень фундаментів. Форма зон водонасичення ґрунту обумовлена причинами можливого підвищення вологості ґрунтів основи фундаментів споруди, що розглядалася у дослідженні.

Виконано аналіз напружено-деформованого стану ґрунтової основи фундаментів під вежу на природній основі та з влаштуванням ґрунтової подушки в залежності від схеми прикладеного навантаження на рівні верхнього обрізу фундаменту та можливого локального водонасичення лесового ґрунту в основі фундаментів.

Ключові слова. Числове моделювання, напружено-деформований стан, лесовий ґрунт, стовпчастий фундамент, ґрунтова подушка, нерівномірні деформації.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Виконане дослідження присвячено аналізу впливу можливого водонасичення лесових ґрунтів основи на напружено-деформований стан (НДС) фундаментів вежі.

Актуальність виконаного дослідження полягає в необхідності врахування при проектуванні нових споруд, що зводяться на лесових ґрунтах, ймовірного виникнення негативного явища просідання ґрунтів основи, коли водонасичення може бути спричинено не тільки впливом техногенних факторів, а також дією кліматичних чинників.

Лесові ґрунти мають значне поширення на території України та покривають близько 80% її території. Такі ґрунти відрізняються своєю негативною особливістю при контакті з водою знижувати свої механічні властивості та давати додаткові деформації просідання. Більшість споруд в Україні будується та експлуатується саме в таких несприятливих ґрунтових умовах. Цим пояснюється необхідність проектування фундаментних конструкцій з врахуванням можливого розвитку нерівномірних деформацій, які спричинені просіданням лесових ґрунтів при можливому підвищенні їх вологості.

Лесові ґрунти в природному стані мають міцну структуру і високі значення фізико-механічних характеристик. Проте зі збільшенням вмісту вологи відбувається руйнування структури, що призводить до явища просідання. Врахування такої поведінки ґрунту основи фундаментів є обов'язковим при проектуванні будівель і споруд, що зводяться в таких ґрунтових умовах. У представленій роботі наведено результати виконаного варіантного проектування фундаментів вежі з врахуванням можливого локального водонасичення лесових ґрунтів основи. Було розглянуто вплив можливого виникнення нерівномірних деформацій основи на напружено-деформований стан фундаментів із врахуванням різних схем замочування лесових ґрунтів залежно від схеми завантаження вежі.

Сучасний рівень проектування основ і фундаментів споруд на просідаючих ґрунтах має враховувати ймовірний розвиток

негативних факторів на будівельному майданчику (можливу зміну гідро-геологічної ситуації).

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Напружено-деформований стан фундаментних конструкцій при можливому водонасиченні лесових ґрунтів залежить від цілого ряду чинників, таких як власна жорсткість надземної частини і фундаментних конструкцій, параметри ґрунтового середовища, розташування зон водонасичення ґрунтової основи, а також габарити і форма зон замочування лесового ґрунту. Вивчення впливу цих факторів можливе завдяки числовому моделюванню взаємодії всіх елементів системи "ґрунтова основа – фундаментні конструкції" з урахуванням можливості локального замочування лесових ґрунтів.

Точність розрахунків і відповідність їх результатів реальним умовам напряму залежать від можливостей розрахункового комплексу, моделі ґрунтового середовища, деталізації скінчено-елементної моделі та постановки задач, а також параметрів моделі, що описує закономірності поведінки ґрунту, які є вихідними даними для розрахунків. Врахування особливостей поведінки ґрунтової основи під час просідання лесового ґрунту внаслідок підвищення вологості є важливим етапом проектування фундаментних конструкцій споруд, які зводяться в умовах можливого нерівномірного деформування ґрунтів.

Численні опубліковані праці, зокрема ті, які виконали Бойко І.П., Винников Ю.Л., Дранніков А.М., Зоценко Н.Л., Краєв В.Ф., Соколова М. та інші, досліджують властивості лесових ґрунтів та закономірності їх поведінки під навантаженням.

Представлена робота є продовженням попередніх досліджень, які були виконані науковцями-геотехніками із використанням числового моделювання [1-5] і присвячена варіантному проектуванню фундаментів споруди з урахуванням можливого локального водонасичення лесових ґрунтів основи внаслідок дії кліматичних чинників підвищення вологості ґрунтів.

МЕТА РОБОТИ

Дослідження присвячено аналізу зміни напружено-деформованого стану ґрунтової основи і фундаментних конструкцій вежі, що сприймають позacentрове навантаження з урахуванням можливого локального водонасичення лесового ґрунту в основі фундаментів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В рамках дослідження було заплановано виконати числове моделювання впливу можливого водонасичення основи, складеної лесовими ґрунтами, для варіантного проектування фундаментів під вежу. Варіантне проектування (розрахунок) фундаментів було виконано з врахуванням наступних особливостей моделювання ґрунтової основи: 1) лесова основа у природному стані; 2) часткова заміна лесового ґрунту - влаштування ґрунтової подушки потужністю 1,6 м; 3) лесова основа з урахуванням локального її водонасичення; 4) влаштована ґрунтова подушка з урахуванням локального водонасичення ґрунту в основі фундаментів.

Дослідження було виконано на прикладі спрощених ґрунтових умов майданчика будівництва - однорідного ґрунтового масиву розмірами 80×80×20 м (рис. 1).

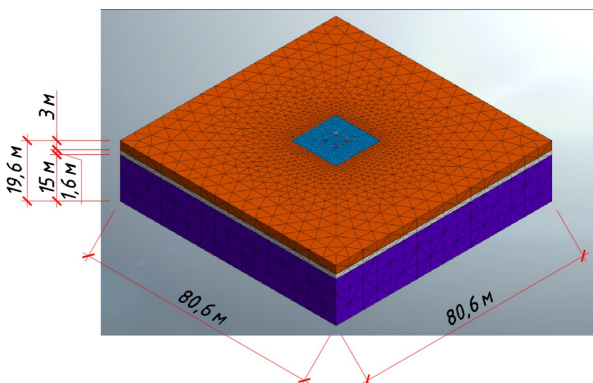


Рис.1. SE-модель основи у ПК «Midas GTS NX»
Fig.1. FE-model of the soil base in «Midas GTS NX» software.

Фізико-механічні характеристики ґрунтового масиву були прийняті для

дослідження на прикладі показників для су-піску пилюватого, лесовидного, твердої консистенції, просідаючого. Закономірності поведінки при числовому моделюванні було описано наступними параметрами: модуль деформації $E = 11$ МПа; питома вага $\gamma = 15,53 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$; питома зчеплення $c = 13$ кПа; кут внутрішнього тертя $\varphi = 24^\circ$.

Етапність розрахунків враховувала розробку котловану. Виймка для влаштування фундаментів має глибину 3 м, а її габарити наведені на рис. 2.

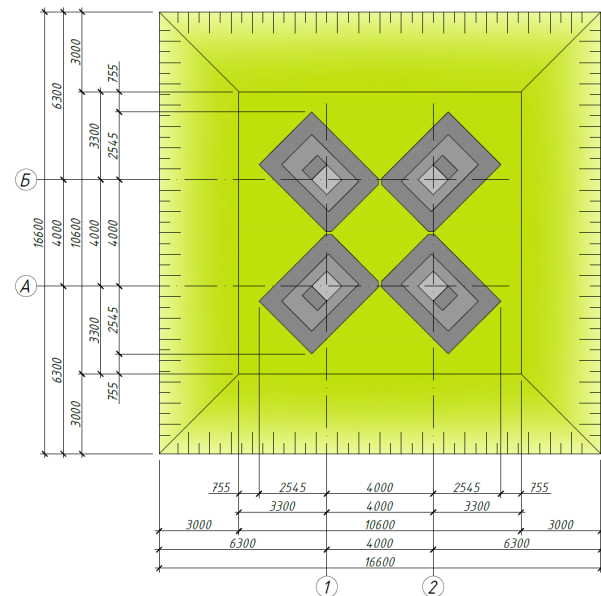


Рис.2. Схема виїмки із розташуванням фундаментів.

Fig.2. Pit Scheme with the location of the foundations.

На рис. 3 наведено габарити фундаментів та переріз виїмки по діагоналі. Фундаменти мають підшву габаритами 3,7×2,8 м, висота фундаменту складає 3,5 м.

На рис. 4 наведено прикладання навантаження до верхнього обрізу фундаменту в залежності від напрямку дії вітрового навантаження на вежу. Розглядалися дві комбінації навантажень, адже фундамент і вежа є симетричними, тому прикладання навантаження до кожного ребра і грані вежі є ірраціональним підходом для аналізу напружено-деформованого стану основи.

В рамках варіантного проектування фундаментних конструкцій було розглянуто варіант влаштування ґрунтової подушки

товщиною 1,6 м з габаритами в плані 10,6х10,6 м. Було прийнято, що ґрунтова подушка влаштовується із місцевих ґрунтів (супісок пилюватий, твердий) шляхом пошарового ущільнення до значення щільності ґрунту у сухому стані $\rho_d = 1,68 \frac{\text{г}}{\text{см}^3}$.

Фізико-механічні характеристики ґрунтового середовища в цьому випадку для числового моделювання було прийнято наступними: $E = 24 \text{ МПа}$; $\gamma = 18,93 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$; $c = 15 \text{ кПа}$; $\varphi = 28^\circ$.

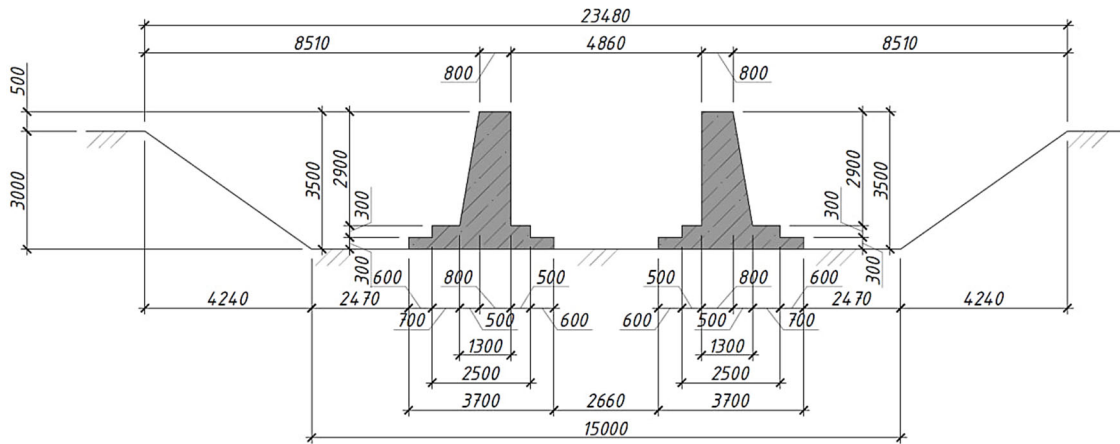


Рис.3. Переріз виїмки по діагоналі.
Fig.3. Diagonal cross-section of the pit.

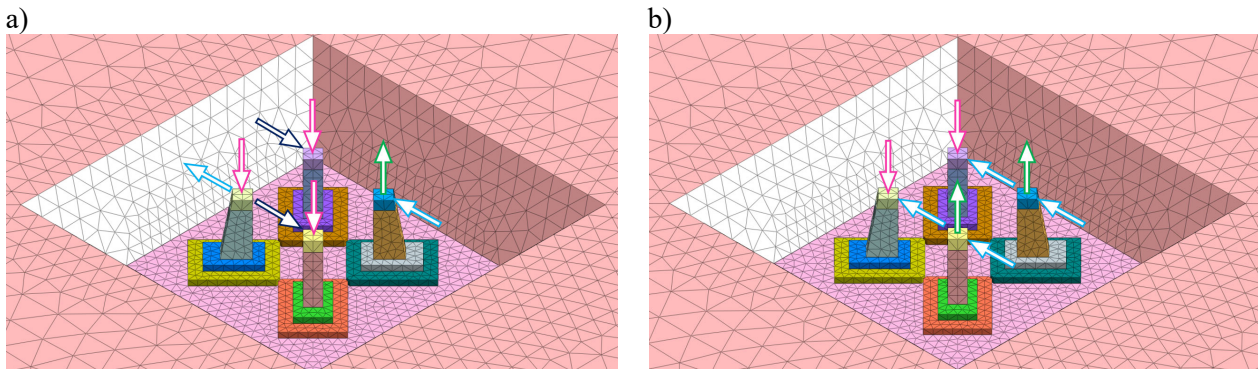


Рис.4. Схема прикладання навантаження до фундаментів: а) – вітрове навантаження прикладено на ребро вежі; б) – вітрове навантаження прикладено до грані вежі.
Fig.4. Scheme of load application to the foundations: a) – wind load is applied to the edge of the tower; b) – wind load is applied to the face of the tower

Також, додатково, в рамках дослідження, було розглянуто можливість локального водонасичення лесового ґрунту в основі фундаментів. Враховуючи тип споруди (вежа) не розглядається варіант аварійного витoku з водонесних мереж. В рамках дослідження геологічна будова майданчика розглядається з відсутністю ґрунтових вод на розвідану глибину буріння (20 м). Виходячи з цього, випадок підняття рівня підземних вод теж не розглядається.

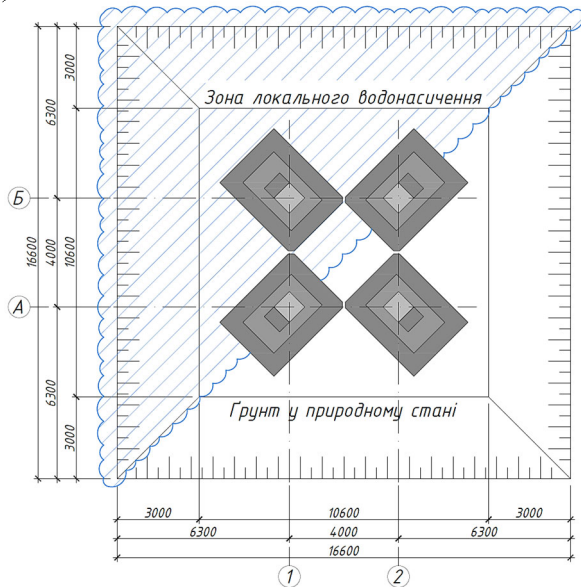
В дослідженні розглядається можливість сезонного водонасичення ґрунту атмосферними (дощовими і талими) водами

внаслідок надходження води по граням виїмки. Розміри і розташування зони локального водонасичення було обрано з врахуванням діючих навантажень таким чином, щоб спричинити збільшення нерівномірних деформацій та різниці осідань фундаментів, як найбільш не вигідний сценарій розвитку подій (рис. 5). Фізико-механічні характеристики ґрунту (супісок у водонасиченому стані) в рамках дослідження було прийняті наступними: $E = 4 \text{ МПа}$; $\gamma = 18,77 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$; $c = 3,25 \text{ кПа}$; $\varphi = 18^\circ$.

Аналогічна схема водонасичення ґрунту

була розглянута для варіанту із влаштування ґрунтової подушки. Для даного варіанту числового моделювання фізико-механічні характеристики ґрунту (ґрунтової подушки у водонасиченому стані) в рамках дослідження було прийнято наступними: $E = 8 \text{ МПа}$; $\gamma = 20,12 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$; $c = 6,5 \text{ кПа}$; $\varphi = 24,4^\circ$.

а)



б)

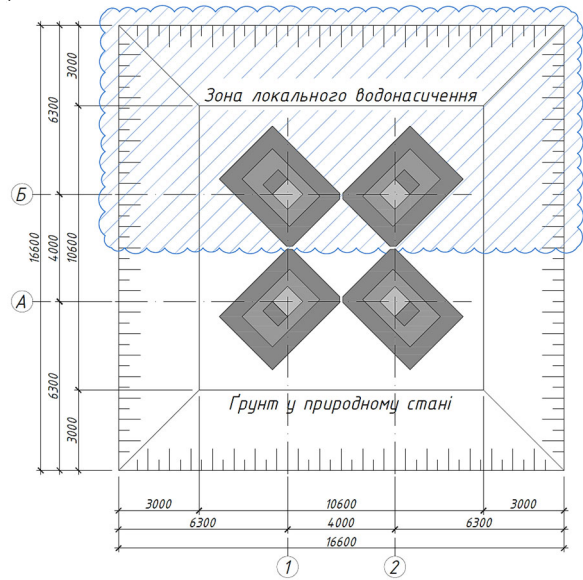


Рис.5. Схеми локального водонасичення основи за умови варіації дії вітрового навантаження: а) – вітрове навантаження прикладено на ребро вежі; б) – вітрове навантаження прикладено до грані вежі.

Fig.5. Localization of water saturation zone depending on wind load application scheme: a) – wind load is applied to the edge of the tower; b) – wind load is applied to the face of the tower

Вирішення поставленої задачі потребувало виконати вісім окремих розрахунки моделі, що являє собою систему «ґрунтова основа – фундаментні конструкції», що було реалізовано із використанням ПК «Midas GTS NX». Використання даного програмного комплексу обумовлено тим, що його застосування дозволяє виконати ефективний аналіз напружено-деформованого стану системи «основа-фундамент».

Числове моделювання взаємодії елементів системи «ґрунтова основа – фундаментні конструкції» у ПК «Midas GTS NX» виконано із використанням об'ємних скінченних елементів (СЕ). Об'ємні СЕ, що моделюють залізобетонні конструкції фундаменту володіють пружними властивостями та параметрами, що відповідають даному матеріалу.

Розрахунок напружено-деформованого стану виконувався для чотирьох постановок задач: 1) основа у природному стані; 2) влаштована ґрунтова подушка потужністю 1,6 м; 3) природна основа з локальним замочуванням ґрунту; 4) влаштована ґрунтова подушка з локальним водонасиченням ґрунту.

Триангуляція скінченних елементів виконана із кроком 40 см, а самі СЕ мають форму піраміди.

Об'ємні СЕ які моделюють ґрунтове середовище володіють пружно-пластичним законом деформування із критерієм міцності Кулона-Мора. Триангуляція має змінний крок (рис. 6) та змінюється від 0,4 м до 5 м. Ґрунтова подушка має триангуляцію 0,5 м, виїмка у місці примикання до ґрунтової подушки має крок триангуляції 0,5 м, а у місця примикання до ґрунтового масиву крок триангуляції становить 1 м.

Підхід із варіантним проектуванням передбачає розрахунок фундаменту вежі на природній основі та з влаштуванням ґрунтової подушки. Тобто в одній задачі скінченні елементи, що позначені на рис. 6 мають

характеристики ґрунтової подушки, а в іншій – природної основи.

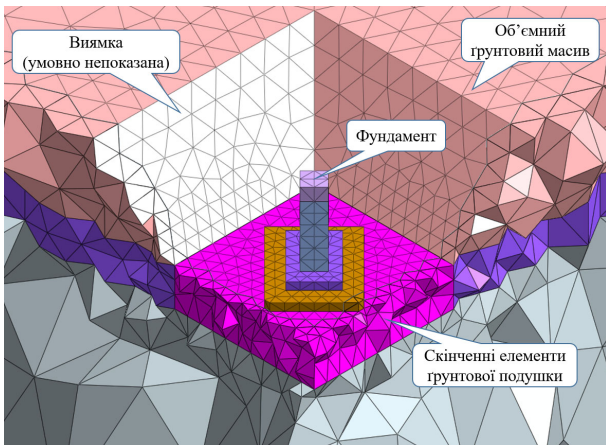


Рис.6. Фрагмент розрахункової моделі у ПК «Midas GTS NX»

Fig.6. A fragment of the calculation model in the SP "Midas GTS NX".

Дослідження виконувалось для фундаментів споруди вежі у чотирьох постановках:

- 1) фундаментні конструкції на природній основі;
- 2) фундаментні конструкції на ґрунтовій подушці потужністю 1,6 м;
- 3) фундаментні конструкції на лесовій основі з локальним замочуванням ґрунту;
- 4) фундаментні конструкції на ґрунтовій подушці з локальним водонасиченням ґрунту.

Всі постановки розрахунків в рамках дослідження використовувалась із використанням стадійності. Тобто для кожного технологічного етапу передбачалась окрема стадія розрахунку, що дозволило більш-детально дослідити напружено-деформований стан системи «ґрунтова основа – фундаментні конструкції». Розрахунки виконувались у наступній послідовності:

- 1) створення моделі ґрунтового середовища із прикладанням власної ваги ґрунту, для отримання напружень в ґрунтовому масиві;
- 2) занулення переміщень ґрунтового масиву, що викликані його власною вагою;
- 3) влаштування виймки;
- 4) влаштування залізобетонних фундаментів під опори вежі;
- 5) засипка виймки;

б) прикладання комбінації навантажень до верхнього обрізу фундаменту.

У випадку влаштування ґрунтової подушки, на стадії №3 виймка виконувалась на більшу глибину з врахуванням потужності ґрунтової подушки, а на наступній стадії моделювався процес влаштування ґрунтової подушки (назвемо її 4.1). Процес локального водонасичення основи, тобто погіршення характеристик ґрунту, моделювався в даному дослідженні перед стадією прикладання навантаження (назвемо її 5.1).

Для аналізу напруженого стану елементів системи «ґрунтова основа – фундаментні конструкції» було обрано характерні точки на рівні підшви фундаментів (рис. 7). Загальна кількість точок складає 16 шт, що є достатнім для порівняння напружень та деформацій для розглянутих варіантів фундаментів під вежу.

Напруження у ґрунтовій основі на рівні підшви фундаментів наведені на рис. 8, а ізополі вертикальних переміщень основи під підшовою фундаментів наведені на рис. 9.

Прикладання навантаження на ребро вежі та розгляд варіанту фундаментних конструкцій на природній основі створюють напруження під підшовою фундаментів, що змінюються в діапазоні від +28,03 кПа до -293,16 кПа (рис. 8-а). При цьому деформації основи під підшовою фундаменту змінюються в діапазоні від +63 мм до -45 мм (рис. 9-а).

Навантаження, що прикладено до грані вежі та розрахунок для варіанту фундаментів вежі на природній основі створюють напруження під підшовою фундаментів, що змінюються в діапазоні від +21,93 кПа до -213,93 кПа (рис. 8-б). В цьому випадку очікувані деформації основи під підшовою фундаменту за даними числового моделювання знаходяться в межах від +27 мм до -34 мм (рис. 9-б).

Проектування фундаментних конструкцій на просідаючих ґрунтах має відбуватись із урахуванням величини початкового тиску просідання p_{sl} лесового ґрунту. На глибині, що відповідає рівню підшви фундаменту (3 м) p_{sl} для дослідження було прийнято

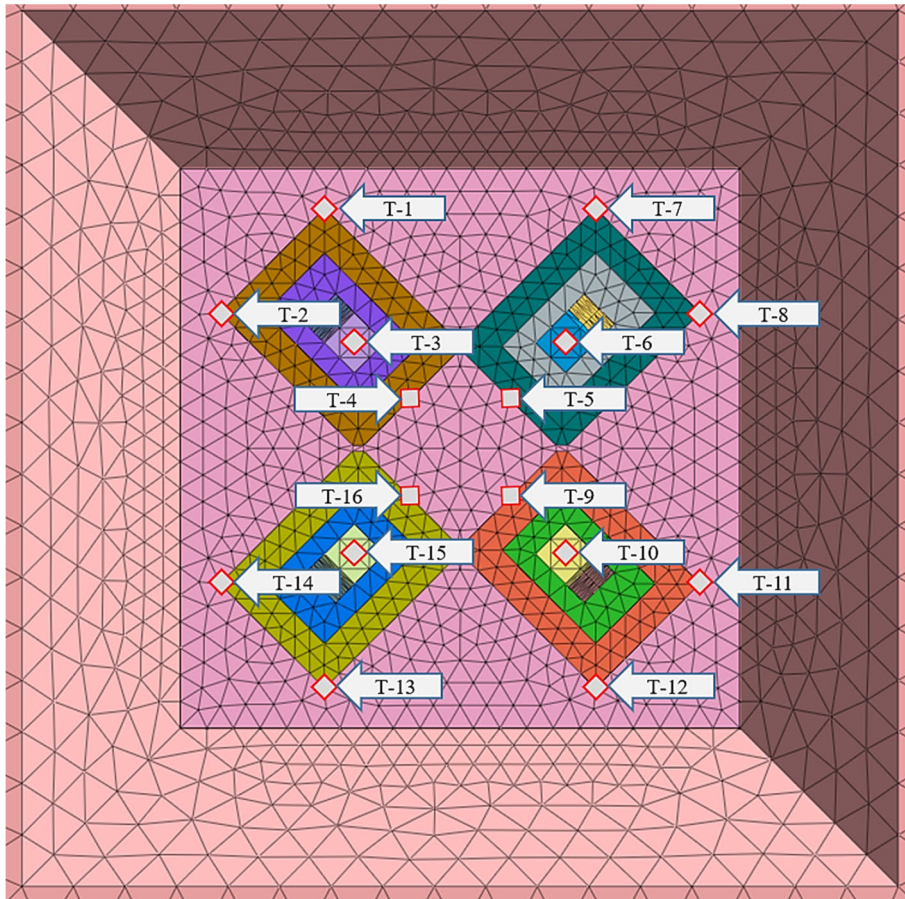
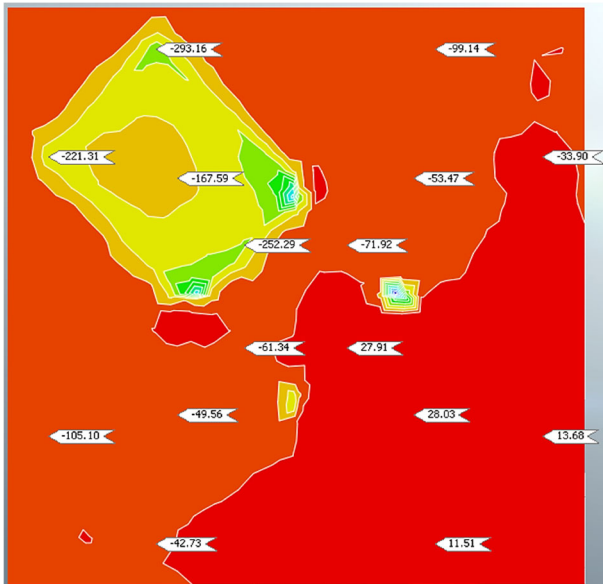


Рис.7 Характерні точки у розрахунковій моделі для аналізу НДС системи
 Fig.7. Characteristic points in the calculation model for analyze the system stress-strain state.

a)



b)

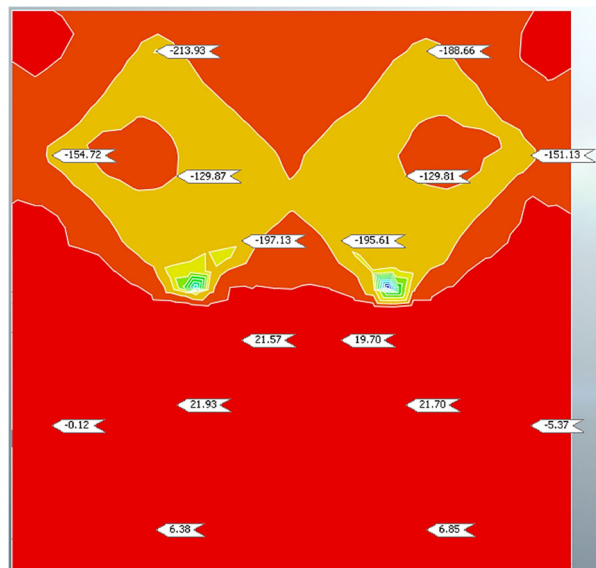


Рис.8. Напруження під подошвою фундаментів (кПа) із основою у природному стані в характерних точках : а) – вітрове навантаження прикладено на ребро вежі; б) – вітрове навантаження прикладено до грані вежі.

Fig.8. Stress under the sole of the foundations (kPa) with the foundation in its natural state at characteristic points: a) – wind load applied to the edge of the tower; b) – wind load applied to the face of the tower.

165 кПа, а на рівні низу ґрунтової подушки (4,5 м) – 175 кПа.

За результатами числового моделювання сумарні напруження на рівні підшви фундаменту склали:

а) у випадку прикладання навантаження до ребра вежі:

- в центральній зоні *найбільш навантаженого* фундаменту – 140 кПа;
- у центральній зоні підшви фундаменту, що працює *на висмикування* – 30 кПа;
- *максимальне* значення контактних напружень в цьому випадку склало 215 кПа.

б) у випадку прикладання навантаження до грані вежі:

- в центральній зоні *найбільш навантаженого* фундаменту – 110 кПа;
- у центральній зоні підшви фундаменту, що працює *на висмикування* – 5 кПа;
- *максимальне* значення контактних напружень в цьому випадку склало 205 кПа.

При врахуванні можливого локального водонасичення лесової основи під підшвою фундаменту, виникають наступні значення контактних напружень:

- в центральній зоні *найбільш навантаженого* фундаменту – 185 кПа (навантаження на ребро) та 140 кПа (навантаження на грань);
- у центральній зоні підшви фундаменту, що працює *на висмикування* – 28 кПа (навантаження на ребро) та 11 кПа (навантаження на грань);
- *максимальне* значення контактних напружень в цьому випадку склало 240 кПа та 220 кПа (навантаження на ребро та на грань відповідно).

Розглядаючи варіант проектування фундаментів вежі на *ґрунтовій подушці* очікуються наступні значення сумарних напружень на рівні низу подушки:

- а) постановка розрахунку для ґрунту в природному стані:
 - в центральній зоні *найбільш навантаженого* фундаменту – 150 кПа і 120 кПа (для навантаження на ребро вежі і на

грань відповідно);

- у центральній зоні підшви фундаменту, що працює *на висмикування* – 10 кПа і 30 кПа (навантаження на ребро та на грань) ;

- *максимальне* значення контактних напружень в цьому випадку склало 150 кПа і 130 кПа (відповідно для схем навантаження на ребро і на грань).

б) постановка розрахунку з урахуванням можливого локального замочування ґрунту:

- в центральній зоні *найбільш навантаженого* фундаменту – 170 кПа і 130 кПа (для навантаження на ребро вежі і на грань відповідно);

- у центральній зоні підшви фундаменту, що працює *на висмикування* – 10 кПа і 30 кПа (навантаження на ребро та на грань) ;

- *максимальне* значення контактних напружень в цьому випадку склало 170 кПа і 140 кПа (відповідно для схем навантаження на ребро і на грань).

Отже, з врахуванням значення початкового тиску просідання лесового ґрунту на відповідній глибині, можна зробити наступні висновки:

- варіант фундаментів вежі на природній основі не задовольняє перевірки по напруженням для розглянутих геометричних параметрів фундаментів вежі: $\sigma = 215 \text{ кПа} > p_{sl} = 165 \text{ кПа}$ для схеми прикладання навантаження на ребро і $\sigma = 200 \text{ кПа} > p_{sl} = 165 \text{ кПа}$ для схеми прикладання навантаження до грані вежі;
- розглянуті схеми локального водонасичення лесової основи фундаментів погіршує ситуацію: $\sigma = 240 \text{ кПа} > p_{sl} = 165 \text{ кПа}$ для схеми прикладання навантаження на ребро і $\sigma = 220 \text{ кПа} > p_{sl} = 165 \text{ кПа}$ для схеми прикладання навантаження до грані вежі;
- варіантне проектування фундаментів вежі на ґрунтовій подушці забезпечило виконання умов перевірки по напруженням на рівні низу ґрунтової подушки для незмінних геометричних параметрів фундаментів вежі: $\sigma = 150 \text{ кПа} < p_{sl} =$

175 кПа для схеми прикладання навантаження на ребро і $\sigma = 130 \text{ кПа} < p_{sl} = 175 \text{ кПа}$ для схеми прикладання навантаження до грані вежі;

- розглянуті схеми локального водонасичення ґрунтів в основі фундаментів для незмінних геометричних параметрів фундаментів вежі на ґрунтовій подушці також забезпечують виконання умов перевірки по напруженням на рівні низу ґрунтової подушки: $\sigma = 170 \text{ кПа} < p_{sl} = 175 \text{ кПа}$ для схеми прикладання навантаження на ребро і $\sigma = 140 \text{ кПа} < p_{sl} = 175 \text{ кПа}$ для схеми прикладання навантаження до грані вежі.

Отже, влаштування ґрунтової подушки (під подошвою фундаментів) вежі забезпечує надійну експлуатацію споруди навіть у випадку реалізації ймовірного локального водонасичення ґрунтів за найбільш не вигідною комбінацією сполучень діючих силових факторів. В цьому випадку забезпечується виконання перевірки контактних напружень

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХНКІВ

Щоб не перевантажувати дану роботу

однотипними картинками було прийнято рішення виконати порівняння отриманих результатів числового моделювання у аналітично-графічній формі. Виконувалось порівняння напружень та деформацій основи під подошвою фундаментів в залежності від варіанту розрахунку.

Виконувалось порівняння наступних комбінацій виконаних розрахунків:

«Комбінація А» Фундаменти на природній основі (варіант №1) із фундаментами на ґрунтовій подушці (варіант №2);

«Комбінація Б» Фундаменти на природній основі (варіант №1) із фундаментами на природній основі з врахуванням локального замочування лесової основи (варіант №3);

«Комбінація В» Фундаменти на ґрунтовій подушці (варіант №2) із фундаментами на ґрунтовій подушці для випадку локального замочування лесової основи (варіант №4);

«Комбінація Г» Фундаменти на природній основі з врахуванням локального замочування лесової основи (варіант №3) із фундаментами на ґрунтовій подушці із локальним замочуванням лесової основи (варіант №4).

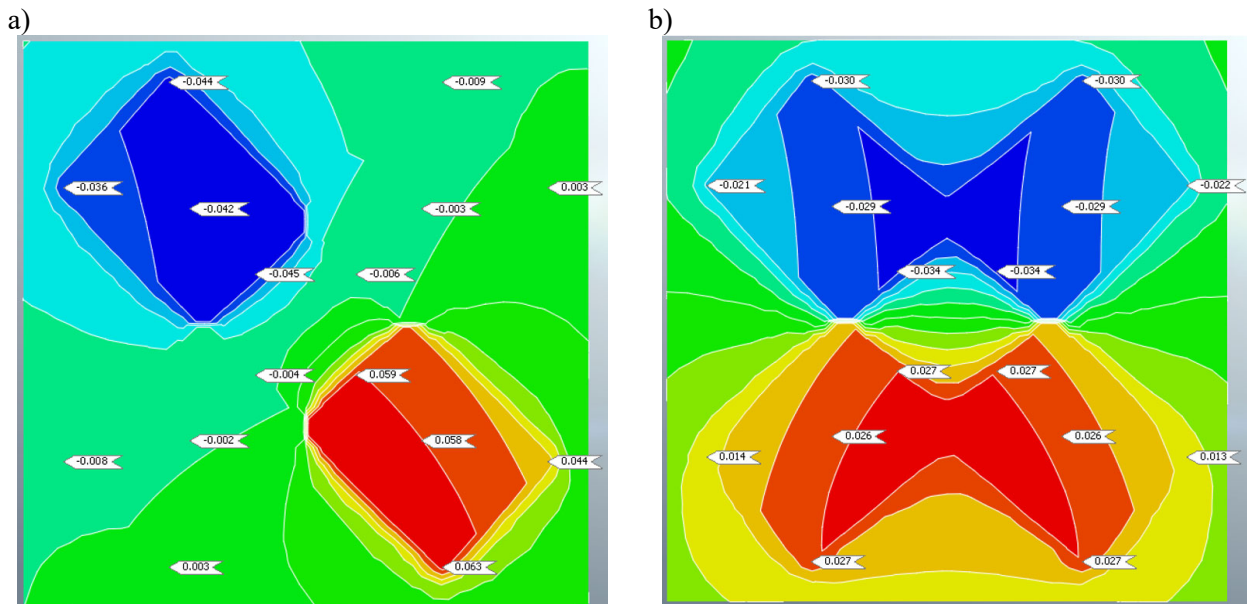


Рис.9 Деформації основи (м) під подошвою фундаментів на природній основі в характерних точках: а) – вітрове навантаження прикладено на ребро вежі; б) – вітрове навантаження прикладено до грані вежі.

Fig.9. Soil deformations at the level of the foundation base at characteristic points: a) – wind load is applied to the edge of the tower; b) – wind load is applied to the face of the tower.

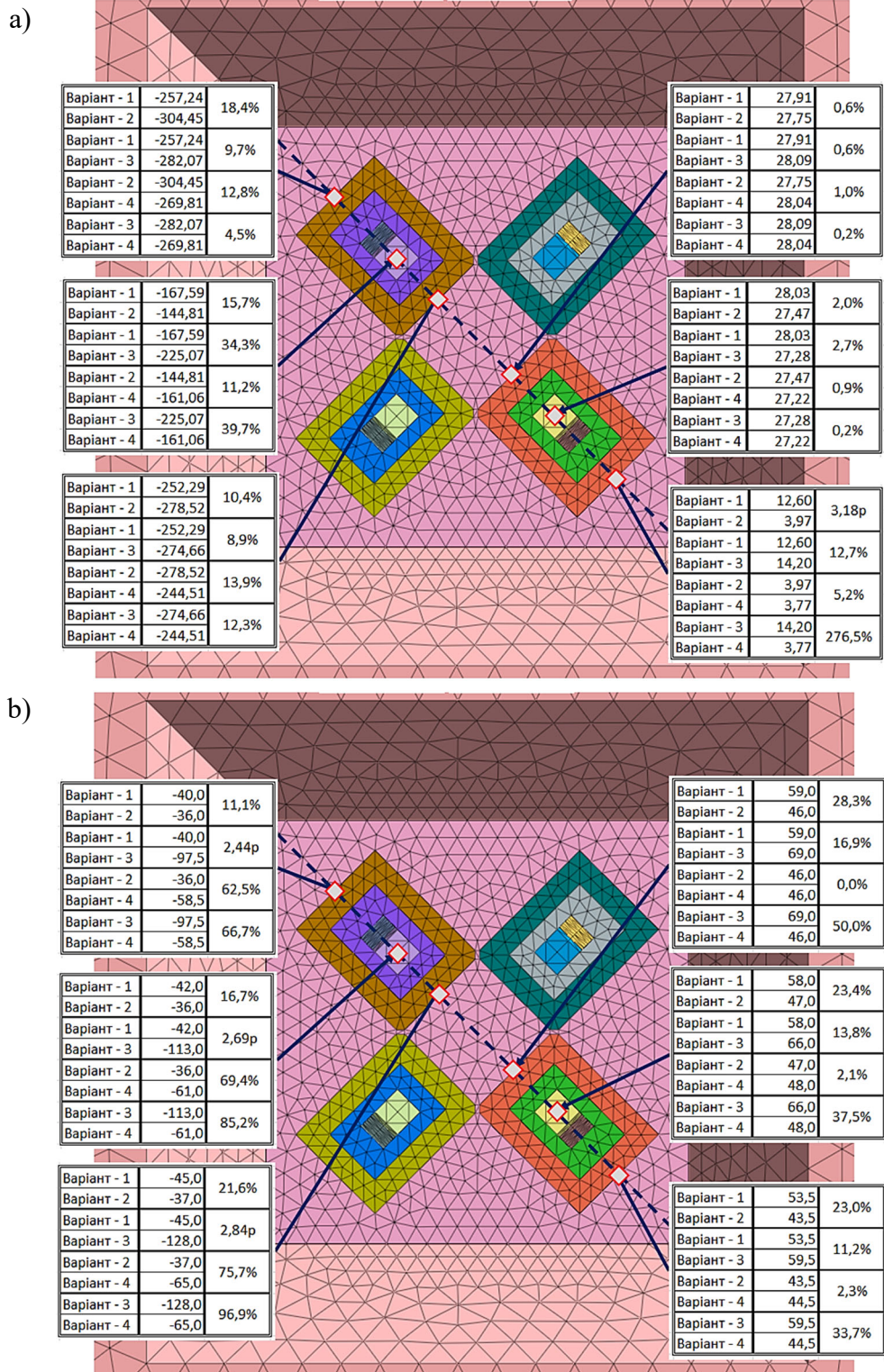


Рис.10 Напруження, kPa (a) і деформації, mm (b) на рівні підшви фундаменту при прикладанні навантаження до ребра вежі з урахуванням варіанту моделювання основи: **Варіант – 1** – фундаменти на природній основі; **Варіант – 2** – фундаменти на ґрунтовій подушці; **Варіант – 3** – локальне замочування лесової основи фундаментів на природній основі; **Варіант – 4** – локальне замочування основи фундаментів на ґрунтовій подушці.

Fig. 10 Stresses, kPa (a) i strains, mm (b) at the level of the foundation base when loads are applied to the tower edge, taking into account the base modeling option: **Option – 1** – foundations on a natural basis; **Option – 2** – foundations on a compacted sub-base; **Option – 3** – local soaking of the loess base of foundations; **Option - 4** - local soaking of the base of the foundations on a compacted sub-base.

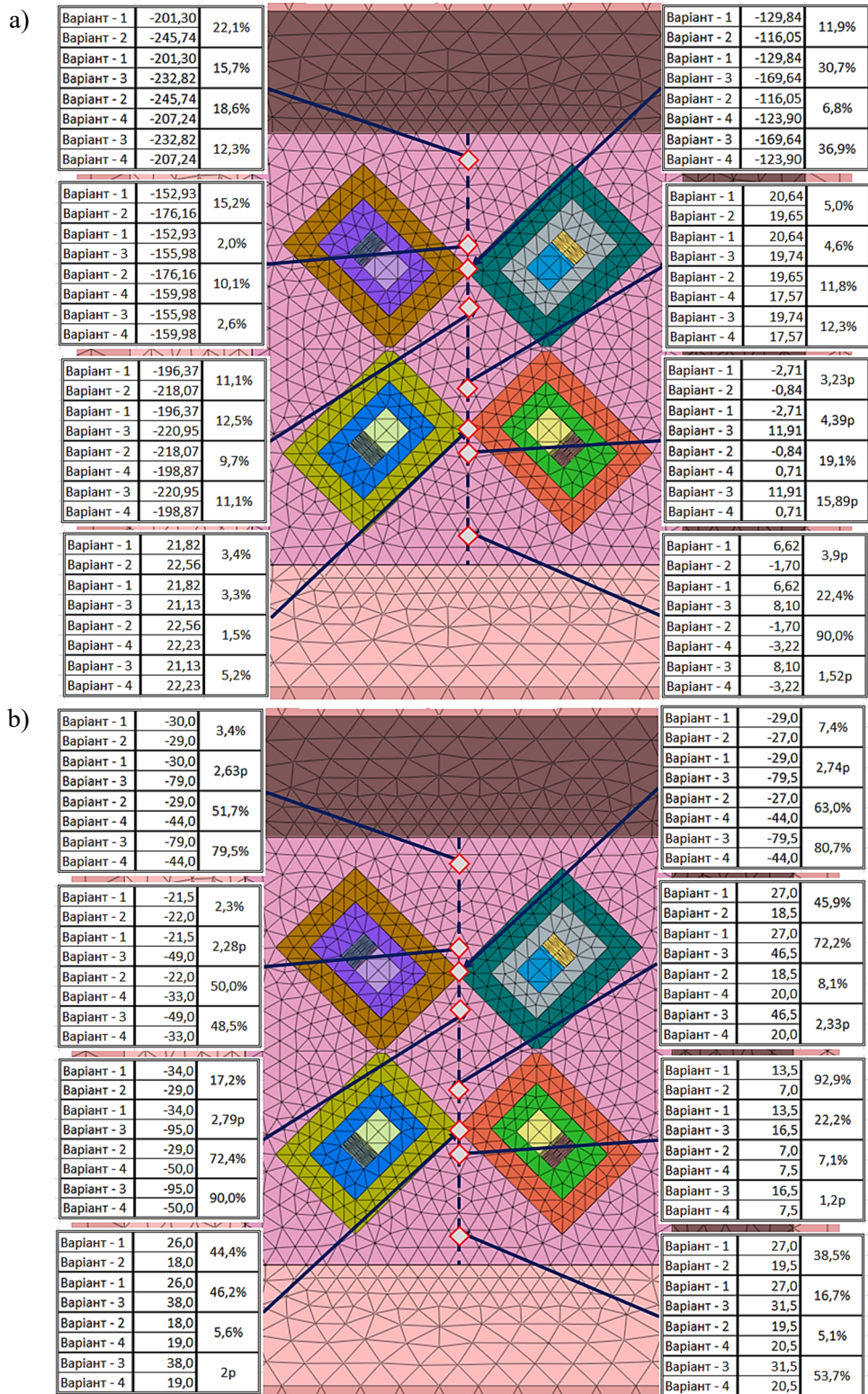


Рис. 11 Напруження, kPa (a) і деформації, mm (b) на рівні підшви фундаменти при прикладанні навантаження до грані вежі з урахуванням варіанту моделювання основи: **Варіант – 1** – фундаменти на природній основі; **Варіант – 2** – фундаменти на ґрунтовій подушці; **Варіант – 3** – локальне замочування лесової основи фундаментів на природній основі; **Варіант – 4** – локальне замочування основи фундаментів на ґрунтовій подушці.

Fig. 11 Stresses, kPa (a) і strains, mm (b) at the level of the foundation base when loads are applied to the face of the tower, taking into account the base modeling option: **Option – 1** – foundations on a natural basis; **Option – 2** – foundations on a compacted sub-base; **Option – 3** – local soaking of the loess base of foundations; **Option - 4** - local soaking of the base of the foundations on a compacted sub-base.

Порівняння напружено-деформованого стану основи на рівні підшви фундаменту, при прикладанні навантаження **на ребро вежі**, для обраних характерних точок показано на рис. 10.

а) Аналіз НДС під підшвою фундаменту, що працює в умовах «вдавлюючих» навантажень показав:

- у комбінації *A*, зафіксовано різницю в межах 15 % для напружень і 17 % для значень вертикальних переміщень;
- комбінація *B* – 18 % для напружень і 166 % для деформацій;
- комбінація *B* – 13 % (напруження) та 69 % (осідання);
- комбінація *Г* – 19 % і 83 % склали різниця напружень і деформацій відповідно.

б) В той же час, дослідження НДС під підшвою фундаменту, що працює на «відрив» від основи, показав:

- для комбінації *A* отримано, що різниця напружень знаходиться межах 73 %, а деформацій близько 25 %;
- комбінація *B* – 5 % (напруження) і 14 % (деформації);
- комбінація *B* – 2 % (різниця для напружень) і 2 % (для вертикальних переміщень);
- комбінація *Г* – 92 % і 40 % очікувана різниця для напружень і осідань відповідно.

Аналогічно, було виконано аналіз НДС основи на рівні підшви фундаменту, при прикладанні навантаження **на грань вежі** (рис. 11). Порівнюючи значення напружень і деформацій за аналогічним принципом, можна сказати, що очікувана різниця за даними числового моделювання наступна:

а) для фундаменту, що працює на вдавлювання в основу:

- для комбінації *A*, призводить до різниці напружень в межах 15 % і деформацій 8 %;
- комбінація *B* – 15 % (напруження) і 161 % (осідання);
- комбінація *B* – 11 % і 59 % для напружень і осідання відповідно;
- комбінація *Г* – 16 % для напружень і

75 % для вертикальних переміщень.

б) для фундаменту вежі, що працює на відрив:

- у комбінації *A* за даними числового моделювання різниця знаходиться межах 130 % для значень напружень і 55 % для значень осідання;
- комбінація *B* – 92 % для напружень і 39 % для деформацій;
- комбінація *B* – 31 % (напруження) і 7 % (переміщення);
- комбінація *Г* – різниця 440 % (4 рази) і 102 % для напружень і деформацій відповідно.

Дослідження різниці осідань фундаментів показало, що максимальні значення виникають у варіанті №3 (фундаменти вежі на природній основі з врахуванням локального замочування лесового ґрунту) для обох варіантів прикладання навантажень (рис. 4).

Також було виявлено, що при будь-якому варіанті моделювання основи, завжди більші величини різниці осідань виникають при прикладанні вітрового навантаження до ребра вежі, тому подальше порівняння виконаємо саме з врахуванням даного навантаження.

За даними аналізу величини різниці осідань за таким же методом, що було використано для напружень (рис. 10-а; 11-а) та деформацій (рис. 10-б; 11-б) основи на рівні підшви фундаменту можна спостерігати, що у комбінації *A* різниця буде сягати близько 23 % (більше значення у «Варіанті-1» - фундаменти на природній основі); комбінація *B* – 96 % (більше значення у «Варіанті-3» – локальне замочування лесової основи фундаментів на природній основі); комбінація *B* – 38 % (більше значення у «Варіанті-4» – локальне замочування основи фундаментів на ґрунтовій подушці); комбінація *Г* – 74 % (більше значення у «Варіанті-3» – локальне замочування лесової основи фундаментів на природній основі).

ВИСНОВКИ

Досліджено, що застосування заходів для поліпшення показників міцності основи, що складена лесовими ґрунтами, а саме,

влаштування ґрунтової подушки дозволяє зменшити деформації основи на рівні підшви фундаменту в межах 15 % (під найбільш навантаженим фундаментом в умовах позацентрово-навантажених конструкцій вежі) в порівнянні із варіантом фундаментів на природній основі.

Показано, що деформації основи на рівні підшви фундаменту при локальному замочуванні ґрунту в зоні найбільш-завантаженого фундаменту, збільшуються у 2,5 р в порівнянні із варіантом, що враховує основу у природному стані.

Виявлено, що деформації основи на рівні підшви фундаменту із влаштованою ґрунтовою подушкою збільшуються на 60 %, при локальному замочуванні основи під найбільш навантаженим фундаментом.

Слід відмітити, що при ймовірному водонасиченні основи деформації із влаштованою ґрунтовою подушкою будуть на 75 % меншими ніж осідання фундаментів на природній основі в умовах можливого локального водонасичення ґрунту.

Варіант влаштування ґрунтової подушки під підшвою фундаментів (для незмінних геометричних параметрів фундаментів вежі), за даними числового моделювання забезпечує надійну експлуатацію споруди навіть у випадку реалізації ймовірного локального водонасичення ґрунтів за найбільш невигідною комбінацією сполучень діючих силових факторів.

В даному дослідженні не розглядався вплив жорсткості надземних конструкцій, що, безумовно, впливає на перерозподіл напружень і деформацій системи «ґрунтова основа – фундаментні конструкції». Отже, спільна робота фундаментів подібного типу споруд, з рахуванням жорсткості надземних конструкцій має досліджуватись додатково.

В даному дослідженні було змодельовано жорсткий зв'язок між вузлами основи і фундаментів, що призводило до виникнення розтягуючих зусиль на рівні підшви фундаменту в площині контактних напружень. На наступному етапі планується оволодіти функціоналом прогресивних програмних комплексів сімейства «Midas» та змодельовати взаємодію розглянутої споруди та

ґрунтового масиву з реалізацією можливості відриву підшви фундаментів від основи.

ЛІТЕРАТУРА

1. Моргун А.С. Вплив техногенного фактору замочання ґрунтової основи на напружено-деформований стан висотної будівлі / А.С. Моргун, В.М. Андрухов, І.М. Меть, І.Ю. Яркіна // *Дороги і мости*. – Київ. – 2009. – Вип.11. – С.233-238.
2. Жук В.В. Вплив можливого водонасичення лесового ґрунту на напружено-деформований стан фундаментів багатопверхового будинку / Вероніка Жук, Ірина Павленко // *Основи і фундаменти*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип.44. – С. 27-43. DOI: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.44.2022.27-43>
3. Носенко В.С. Дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій панельного будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту / В.С. Носенко, О.В. П'ятков, О.О. Кашоїда // *Основи і фундаменти*. – Київ: КНУБА. – 2023. – № 46. – С. 98–112. DOI: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.98-112>
4. Корнієнко М.В. Розрахунок стовпчастих монолітних фундаментів за Європейськими нормами / М.В. Корнієнко, Т.В. Диптан, А.М. Ращенко // *Навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів*. – К.: КНУБА, 2013. – 63 с.
5. Корнієнко М.В. Про розрахункові схеми визначення осідання основи в умовах лесових ґрунтів, що просідають під дією власної ваги / М.В. Корнієнко, Д.А. Карпенко // *Одеса*, 2011. – 13 с.

REFERENCES

1. Morhun A., Andrukhov V., Met I., (2009). Vplyv tekhnogenoho faktoruzamokannia gruntovoi osnovy na napruzhenodeformovanyi stan vysotnoi budivli [The influence of the technogenic factor of water saturation of the soil foundation on the stress-strain state of a high-rise building]. *Dorohy i mosty*. K.: Kyiv, (11), 233-238 (in Ukrainian).
2. Zhuk V., Pavlenko I., (2022). Vplyv

mozhyvoho vodonasychennia lesovoho gruntu na napruzhenno-deformovanyi stan fundamentiv bahatopoverkhovoho budynku [The impact of possible water saturation of loess soil on the stress-strain state of the foundations of a multi-story building]. *Osnovy ta fundamenty*. K.: KNUBA, (44), 27-43 (in Ukrainian).

3. Nosenko V., Piatkov A., Kashoida O. (2023). Doslidzhennia vplyvu zhorstkosti nadzemnykh konstruktiv panelnoho budynku na napruzhenno-deformovanyi stan palovoho fundamentu [Study of the influence of the rigidity of above-ground structures of a panel house on the stress-strain state of a pile foundation]. *Osnovy ta fundamenty*. K.: KNUBA, (46), 98-112 (in Ukrainian).
4. Korniienko M., Dyptan T., Rashchenko A. (2013). Rozrakhunok stovpchastykh monolitnykh fundamentiv za Yevropeiskymy normamy [Calculation of columnar monolithic foundations according to European standards]. *Navchalnyi posibnyk dlia studentiv vyshchykh navchalnykh zakladiv*. K.: KNUBA, 63 (in Ukrainian).
5. Korniienko M., Karpenko D. (2011). Pro rozrakhunkovi skhemy vyznachennia osi-dannia osnovy v umovakh lesovykh gruntiv, shcho prosidaiut pid diieiu vlasnoi vahy [About calculation schemes for determining foundation settlement in conditions of loess soils that collapse under the influence of their own weight]. Odesa, 13 (in Ukrainian).

Study of the stress-strain state of the loess soil base of an eccentrically loaded tower foundations, with taking into account the possible water saturation of the soil

*Ostap KASHOIDA,
Veronika ZHUK*

Summary. This article provides the design of the tower shallow foundations using numerical simulation in the "Midas GTS NX" software. The foundations are four separate structures that perceive the bearing reactions from the tower supports. Depending on the wind load direction, the support reactions change both quantitatively and qualitatively. So, one foundation can accept a compressive force, the other one can accept a pull-out force. In this study, two variants of wind loading

are considered: the wind load acts on the tower face or on the tower edge.

The geological conditions of the research site are taken as simplified. The soil base consists of one engineering-geological element, which is a loess soil. Numerical simulation of the soil massif was implemented by using volumetric finite elements. An elastic-plastic deformation law and a Mohr–Coulomb failure criterion were applied for these finite elements.

The design provided for the calculation of the tower foundation on a natural basis and with the arrangement of a compacted sub-base.

Research was carried out for the foundations of the tower construction in four stages: 1) soil base in its natural state; 2) arranged compacted sub-base; 3) natural basis with local water saturation of the soil; 4) compacted sub-base with local water saturation of the soil massif.

Simulation of the arrangement of the compacted sub-base occurs by replacing the stiffness of the finite element at a certain stage of the calculation. The soil water saturation simulation algorithm is performed in a similar way - there is a change in the physical and mechanical characteristics of certain finite elements. The localization of saturation zones was chosen from the conditions of the most unfavorable combinations of loads and vertical movements of the foundations.

An analysis of the stress-strain state of the soil base of foundations under the tower on a natural base and with the arrangement of a compacted sub-base was performed. The scheme of the applied load on the foundation and the possible local water saturation of the loess soil at the base of the foundations were taken into account.

Key words. Numerical simulation, stress-strain state, loess soil, pad foundations, compacted subbase, uneven deformations.

Напружено-деформований стан конструкцій будинку з врахуванням можливої локальної відмови елемента

Олександр ГАВРИЛЮК¹, Дмитро НЕЧИПОРЕНКО², Вероніка ЖУК³

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
¹gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7252-0679
²netchyporenko_di@knuba.edu.ua, orcid.org/0009-0006-6697-2381
³zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114-3192

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.100-115

Анотація. Питання вибору конструктивної схеми та матеріалу несучих конструкцій є важливою техніко-економічною задачею на етапі розробки проектного рішення, яка залежить від цілого ряду факторів, серед яких клас капітальності споруди, надійність проектного рішення, економія основних будівельних матеріалів. У публікації наведено класифікацію конструктивних схем та різновидів несучих конструкцій, що використовуються у відповідних рішеннях. Розглянуто недоліки та переваги застосування збірних і монолітних конструкцій для влаштування та подальшої роботи конструктивної схеми будівель і споруд.

Сучасні вимоги до проектування включають питання забезпечення здатності пошкодженої споруди адаптуватися до нових умов, продовжуючи при цьому своє функціонування із забезпеченням цілісності людського життя, майна та обладнання. Під новими умовами розуміють наслідки виникнення певної аварійної ситуації, що супроводжується ослабленням або перевантаженням несучих конструкцій споруди, або ґрунтової основи: зміну конструктивної схеми, комбінацію нових діючих навантажень і перерозподіл внутрішніх зусиль. У публікації висвітлено результати оцінки перерозподілу напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» внаслідок реалізації гіпотетичної аварійної ситуації із виключенням з роботи несучої конструкції. Розглянуто випадок руйнування одного з вертикальних несучих елементів (локальна відмова пілону) підземного поверху, що може використовуватися як споруда подвійного призначення. Розрахунки на стійкість споруди проти прогресуючого обвалення були виконані шляхом



Олександр ГАВРИЛЮК
асистент кафедри
геотехніки



Дмитро НЕЧИПОРЕНКО
аспірант кафедри
геотехніки



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

числового моделювання в ПК ЛІРА САПР-2019 із застосуванням квазістатичної постановки розрахунку та методом прямого інтегрування динаміки в часі. Продемонстровано, що спосіб моделювання для врахування спільної роботи будинку з ґрунтовою основою, впливає на результати числового розрахунку прогресуючого руйнування каркасу будівлі. Оцінено вплив локальної відмови вертикального несучого елемента на перерозподіл напружень і деформацій у фундаментних конструкціях секції будинку. Прогнозується збільшення навантаження на палі під пілонами навколо елемента, що видаляється за сценарієм локальної відмови конструкції, на 15...25%.

Ключові слова. Несучі конструкції, пальовий фундамент, числове моделювання, прогресуюче руйнування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Перевірка на стійкість проти прогресуючого обвалення повинна виконуватися із урахуванням просторової роботи елементів системи «грунтова основа – фундамент – надфундаментна частина споруди». При цьому, стадійність розрахунків відповідно змінам конструктивної схеми та еволюції навантажень забезпечує коректне накопичення напружено-деформованого стану елементів системи. Перевірка на можливість прогресуючого обвалення дає можливість оцінити напружено-деформований стан конструкцій при виключенні з роботи окремої конструкції або групи несучих елементів конструктивної схеми будівлі.

Для захисту споруд від прогресуючого руйнування застосовують наступні конструктивні заходи:

- запас міцності конструкцій для забезпечення потрібної несучої здатності несучих елементів;
- армування конструкцій за безперервним способом;
- проектування вузлів стикування та зв'язків між конструкціями з пластичними властивостями.

Реалізація розрахунків з використанням числового моделювання дозволяє досліджувати перерозподіл внутрішніх зусиль в конструкціях внаслідок локальної відмови елементу конструктивної схеми будівлі або споруди. За результатами моделювання здійснюється підбір армування або перевірка достатності заданого армування в несучих конструкціях споруди.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах [3-5] висвітлюються особливості імітаційного моделювання взаємодії елементів системи «грунтова основа – фундамент – надфундаментна частина споруди», питанням спільної роботи будівлі з ґрунтовим масивом в умовах динамічного впливу присвячені публікації [1, 2]. Числове моделювання прогресуючого обвалення конструкцій дає можливість виконати перевірку стійкості як споруди в цілому, так і

виживання окремих несучих конструкцій у випадку руйнування певних елементів конструктивної схеми згідно розглянутому сценарію.

МЕТА РОБОТИ

Здійснити імітаційне моделювання прогресуючого обвалення для перевірки стійкості будівлі загалом, а також виживання несучих конструкцій у випадку руйнування окремих елементів конструктивної схеми. Дослідити роботу пальових фундаментів в умовах реалізації сценарію локальної відмови елементу.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Вибір типу конструктивної схеми та матеріалу конструкцій є важливою техніко-економічною задачею, яка враховує ряд факторів, таких як умови виробництва, клас капітальності споруди, надійність проектного рішення, економія основних будівельних матеріалів тощо.

За частотою використання проектного рішення виділяють:

- унікальні будівлі, що зводяться за індивідуальним проектом;
- масове будівництво за типовими проектами, що використовуються багатократно.

Залежно від способу зведення конструктивної схеми будівлі розрізняють:

- зведені із дрібнорозмірних елементів, які можна переміщувати вручну або із використанням засобів малої механізації (цегла, дрібні блоки, балки, будівельний камінь);
- із збірних великорозмірних елементів, які виготовлені на будівельних заводах (великі стінові блоки, панелі, плити перекриття, об'ємні блоки);
- монолітні, які зводять індустріальними методами з механізованою укладкою бетону і використанням опалубки (одночасне виготовлення і влаштування безпосередньо на об'єкті);
- збірно-монолітні які зводять індустріальними методом з механізованою

укладкою бетону і конструктивних елементів заводського виготовлення (поєднання монтажу готових збірних конструкцій та виготовлення і влаштування монолітних елементів).

Конструктивна схема характеризує склад вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, їх розташування в просторі, а також сполучення між собою. Конструктивна схема фактично визначає принцип спільної роботи складових елементів, які забезпечують міцність і стійкість будівлі. Серед основних конструктивних схем розрізняють: стінову, каркасну, об'ємно-блокову, стовбурну, оболонкову. Також застосовують комбіновані конструктивні схеми: каркасно-стінову, каркасно-стовбурну, каркасно-оболонкову та інші.

Сучасна забудова міст останнім часом ведеться житловими будівлями з монолітним залізобетонним каркасом, який на відміну від збірних каркасів, має ряд особливостей:

- безбалочні перекриття, які можуть мати довільну конфігурацію в плані, що пов'язано з наявністю еркерів, значною кількістю нерегулярно розташованих лоджій та балконів, тощо;
- нерегулярне розташування вертикальних несучих елементів — діафрагм жорсткості, пілонів та колон (замість прямокутних колон великого поперечного перерізу перевага віддається пілонам, або колонам складного перетину, які природно вписуються в планування - таврового, куточкового, хрестового перетину);
- самонесучі зовнішні стіни, які спираються на міжповерхові перекриття.

Отже, застосування каркасної конструктивної схеми забезпечує широкі можливості планувальних рішень, їх по-поверхову незалежність, можливість влаштування приміщень великих площ із можливістю їх подальшого перепланування. Серед недоліків каркасної схеми - підвищена в порівнянні з безкаркасними будівлями витрата сталі (до 20...30%), для збірних каркасів - збільшення кількості елементів, що монтуються, значна різниця в їх масі, великий об'єм робіт на

будівельному майданчику, особливо оздоблювального характеру. За інших рівних умов каркасні будівлі є на 5...10 % дорожчими і на 10...15 % більш трудомісткими за безкаркасні. Не дивлячись на все це, через свої вільні планувальні можливості каркасні будівлі знаходять широке застосування, особливо для сучасних житлових будівель підвищеної поверховості

За умов передачі значного тиску на основу від багатопверхових житлових будівель та при наявності на будівельному майданчику ґрунтів з недостатніми механічними показниками для забезпечення допустимого за величиною і рівномірного осідання будинку в якості фундаментних конструкцій використовують пальові фундаменти. Будівництво житлових будинків часто проводиться в умовах щільної забудови, що зумовлює використання в якості фундаментів бурових паль. В таких умовах при застосуванні бурових паль є можливість:

- зменшити об'єми земляних і бетонних робіт;
- підвищити надійність фундаментних конструкцій і забезпечити надійну експлуатацію будівлі на період експлуатації.

Вибір параметрів конструкції фундаменту, а також виду паль і типу пального фундаменту слід проводити виходячи з конкретних умов будівельного майданчика, а також ефективного використання фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів, на основі результатів техніко-економічного порівняння можливих варіантів проектних рішень фундаментів.

Сьогодні вимоги до проектування сучасних будівель і споруд включають питання забезпечення здатності пошкодженої споруди пристосовуватися до нових умов, продовжуючи при цьому своє функціонування із забезпеченням цілісності людського життя, а також збереження майна та обладнання. При цьому, під новими умовами розуміють наслідки виникнення певної аварійної ситуації, а саме ослаблення або перевантаження несучих конструкцій споруди, або ґрунтової основи, внаслідок зміни конструктивної схеми, дії нових комбінацій

навантажень, а також, перерозподілу внутрішніх зусиль в несучих елементах конструктивної схеми.

Дослідження впливу локальної відмови елемента конструктивної схеми будинку було реалізовано на прикладі реального об'єкту – зведення комплексу житлових будинків з вбудованими адміністративно-побутовими приміщеннями (рис.1). Житловий комплекс має загальні розміри в плані 17×128 м та складається із чотирьох секцій висотою 10 поверхів кожна, розділених між собою наскрізними деформаційними швами для забезпечення незалежної роботи кожного конструктивного блоку.

Підземний рівень будинку є спорудою подвійного призначення: за проектом у підвальному поверсі передбачено паркінг (рис.2), який за необхідності планується використовуватися в якості укриття.

Будинок має каркасно-монолітну конструктивну схему. Несучими елементами виступають пілони, стіни та плити перекриття із монолітного залізобетону. В якості фундаментних конструкцій проектом передбачено палеві фундаменти із бурових палів. Просторова жорсткість каркасу та його стійкість забезпечується жорстким сполученням вертикальних та горизонтальних елементів каркасу.

Ґрунтові умови майданчика будівництва представлені з поверхні сучасними насипними відкладами із супісків з включенням будівельного сміття, які підстилаються делювіальними відкладами із гумусованих супісків. Нижче залягають алювіальні відклади - піски, супіски та суглинки (рис.3). Гідрогеологічна ситуація майданчика на розвідану глибину 20 м характеризується відсутністю постійного водоносного горизонту.

Дослідження було виконано для конструктивної схеми секції №2 будинку. За результатами числового моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою було виконано визначення напружено-деформованого стану конструкцій для умов звичайної експлуатації. Додатково було здійснено перевірку на стійкість споруди проти прогресуючого руйнування, при цьому, в рамках дослідження, було застосовано

квазістатичний розрахунок та динамічний метод прямого інтегрування в часі.



Рис.1. Фасад будинку в осях «1»-«16».

Fig.1. Frontispiece of the building.

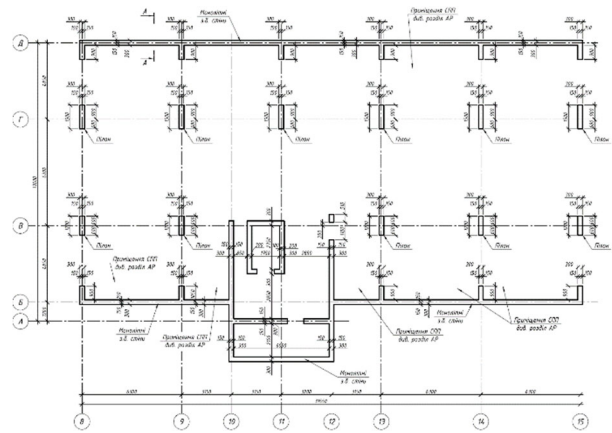


Рис.2. План вертикальних елементів підвального поверху (секція 2).

Fig.2. Plan of vertical elements of the basement floor (section 2).

Характеристики матеріалів конструкцій для перевірки на прогресуюче руйнування приймалися з їх нормативними значеннями. Жорсткісні показники несучих конструкцій будинку було прийнято відповідно проектного рішення:

- надземна частина будинку: монолітні стіни товщиною 250 мм (бетон С20/25); пілони перерізом 300×1200 мм та 300×1500 мм (бетон С30/35); плити перекриття та сходові площадки товщиною 200 мм (бетон С20/25); робоча арматура для надземних конструкцій А500С.
- підземна частина будинку: палі буронабивні діаметром 420 мм довжиною 12 м, об'єднанні ростверками товщиною 500 мм (бетон С20/25); монолітні стіни паркінгу товщиною 300 мм (бетон С20/25); пілони паркінгу перерізом

300×1200 мм та 300×1500 мм (бетон С30/35); плита перекриття над паркінгом товщиною 300 мм (бетон С20/25); робоча арматура для підземних конструкцій А500С.

В якості несучого шару пальових фундаментів було обрано пісок дрібний щільний малого ступеню водонасичення (ІГЕ-6). Очікувана несуча здатність одиночної палі по ґрунту, визначена аналітичним шляхом, становила 980 кН.

Для реалізації поставленої мети дослідження було розроблено скінчено-елементну модель секції будинку, яка за параметрами геометрії конструкцій та їх

жорсткісних характеристик відповідає реальній конструктивній схемі.

Спільна робота будинку з ґрунтовою основою моделювалася із застосуванням підсистеми «Ґрунт». Характеристики шарів ґрунту задавалися за матеріалами інженерно-геологічних вишукувань на майданчику будівництва.

Палі моделювалися ланцюжком скінчених елементів перемінної жорсткості (СЕ57), який мав шарнірне з'єднання з ростверком пальового фундаменту будинку.

Дослідження впливу локальної відмови елемента полягало у числовому моделюванні ймовірної ситуації руйнування несучої конструкції каркасу будинку.

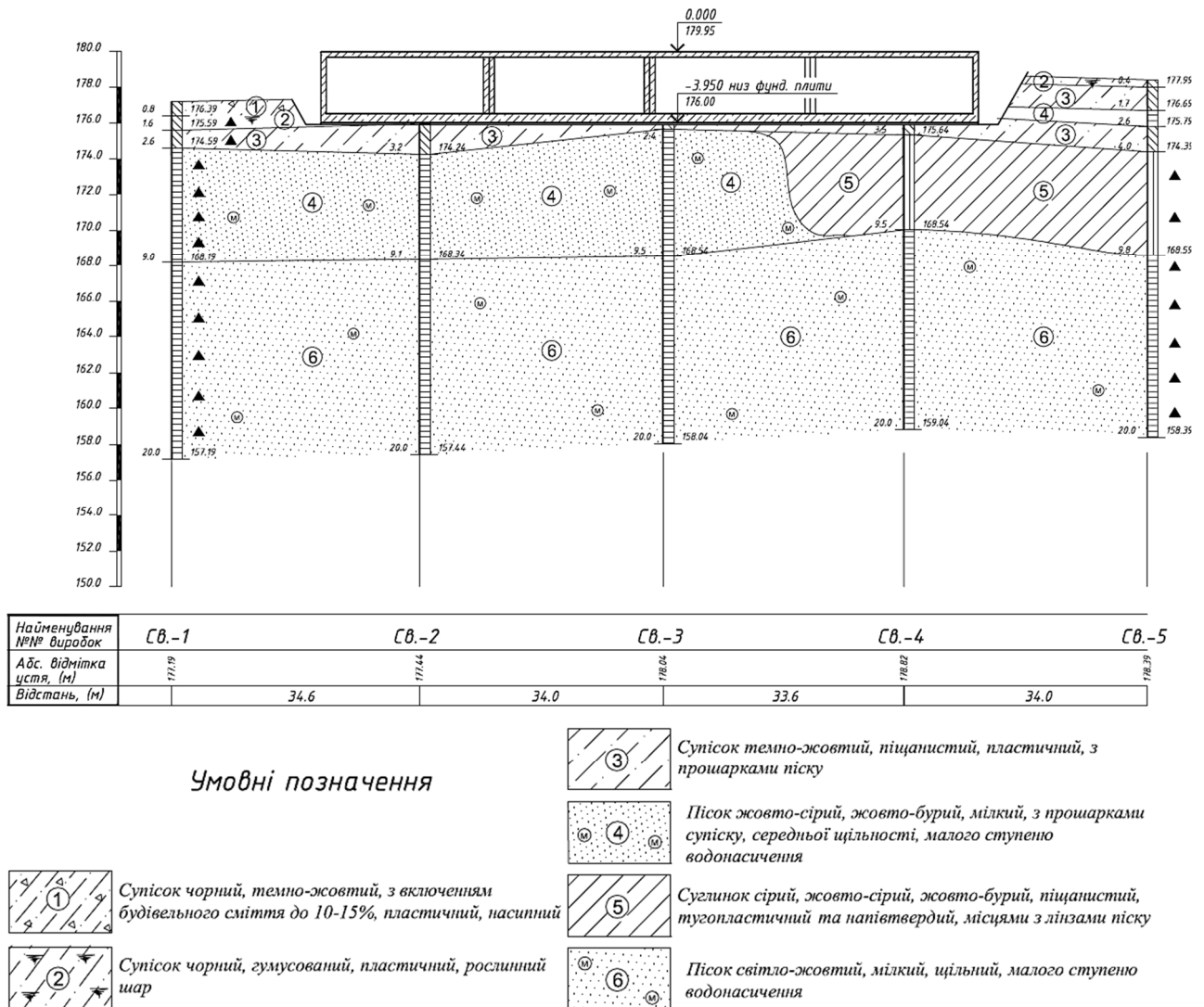


Рис.3. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва.
Fig.3. Engineering-geological section of the construction site.

В зв'язку з неможливістю передбачити всі можливі сценарії обвалення, важливим моментом моделювання аварійного руйнування є узгодження можливих сценаріїв, які повинні бути максимально наближеними до реальних умов роботи конструкцій та охоплювати питання розгляду найбільш невідгідних умов руйнування конструкцій.

Для дослідження було обрано вертикальну несучу конструкцію, яка розташована біля входу до споруди подвійного призначення, а саме розглядався сценарій виключення з роботи пілону в осях «13»–«В» (рис.2). При цьому стадійність виконання розрахунків для коректного накопичення напружено-деформованого стану несучих конструкцій включала наступні етапи:

1) режим нормальної експлуатації (повна конструктивна схема.

2) локальна відмова елемента (виключення з роботи пілону).

Аналіз перерозподілу внутрішніх зусиль в несучих конструкціях секції будинку було здійснено для обраних елементів, які було призначено залежно від розташування в каркасі будинку та відстані від виключеної з роботи конструкції (рис.4), а саме:

- «зона 0», що відповідає локалізації пілону, який було розглянуто сценарієм локальної відмови конструкції (пілони в осях «13»–«В»);
- «зона 1», що відповідає розташуванню найближчого ланцюжка пілонів в осях «13»–«Б»;
- «зона 2», що відповідає найбільш віддаленому, кутовому ланцюжку пілонів в осях «15»–«Б».

Для забезпечення коректного накопичення напружень і деформацій, на початковій стадії розрахунку (режим нормальної експлуатації, повна конструктивна схема) було визначено напружено-деформований стан несучих конструкцій (рис.5-6).

За результатами числового моделювання спостерігається утворення воронки осідання, при цьому зона з максимальними значеннями має локалізацію під ядром жорсткості секції будинку. Осідання ростверку під сходо-ліфтовою шахтою за даними розрахунків склало 24 мм (рис.5-а), а в

кутових зонах фундаментів секції очікуються значення в діапазоні 11...14 мм. Осідання ростверку під пілоном, що буде розглядатися в подальшому сценарієм локальної відмови елемента (зона 0), склало 22 мм. При цьому в обраних для аналізу зонах вертикальні переміщення ростверків склали 21 мм (зона 1) та 11 мм (зона 2).

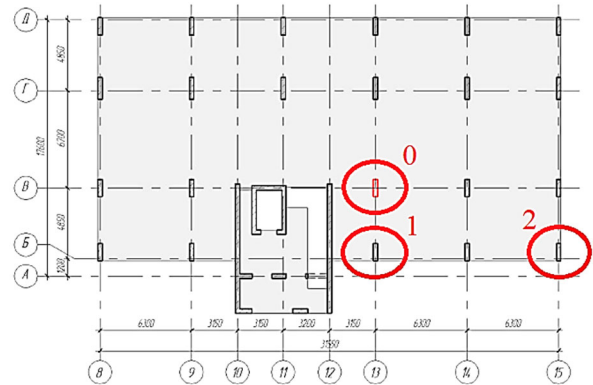


Рис.4. Локалізація пілону за сценарієм розрахунку локальної відмови елемента та обрані зони для аналізу напружено-деформованого стану.

Fig.4. Localization of the pylon according to the scenario for calculating the local failure of the element and selected zones for analyzing the stress-strain state.

Навантаження на оголовки палі (рис.5-б) за результатами числового моделювання очікується в діапазоні 400...900 кН. Куц палі під пілоном, який на наступній стадії розрахунку буде розглядатися сценарієм локальної відмови конструкції (зона 0), має навантаження на палі в діапазоні 600...800 кН. Куці палі в обраних для аналізу зонах 1 і 2 за результатами числового моделювання мають навантаження на палі в діапазоні 400...600 кН.

Максимальні значення згинальних моментів в ростверках пальових фундаментів секції будинку для умов нормальної експлуатації склали $M_x = 425$ кН·м та $M_y = 125$ кН·м (рис.6). В обраних для аналізу зонах за даними числового моделювання згинальні моменти в ростверках пальових фундаментів будинку для умов нормальної експлуатації очікуються наступні значення:

зона 0: $M_x = 395$ кН·м, $M_y = 100$ кН·м;

зона 1: $M_x = 160$ кН·м, $M_y = 50$ кН·м;

зона 2: $M_x = 240$ кН·м, $M_y = 60$ кН·м.

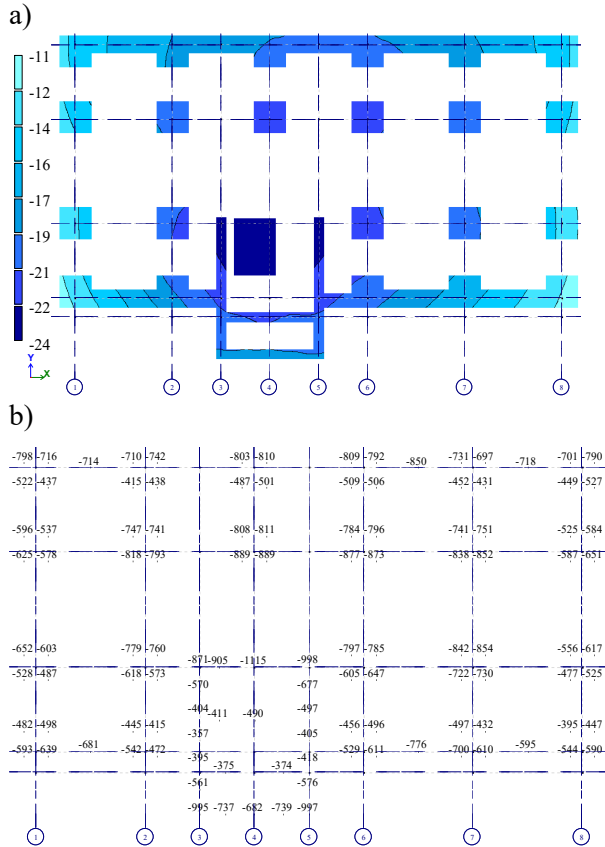


Рис.5. Напружено-деформований стан пальових фундаментів секції будинку для умов нормальної експлуатації: *a* - вертикальні переміщення ростверків, *мм*; *b* - навантаження на палі, *кН*.

Fig.5. Stress-strain state of pile foundations of a building section for normal operation conditions: *a* – vertical movements of pile caps, *mm*; *b* – load on piles, *kN*.

Поздовжні зусилля в пілонах каркасу секції будинку за даними числового моделювання знаходяться в діапазоні від 300 кН (для пілонів на верхньому поверсі) до 2000 кН (у периферійній частині каркасу секції на нижньому поверсі) та 3300 кН (під ядром жорсткості).

Для обраних для дослідження зон, розподіл зусиль у вертикальних несучих елементах наступний:

зона 0: поздовжнє зусилля у ланцюжку пілонів по висоті будинку змінюються від 240 кН на верхньому поверсі до 2790 кН у підвальному;

зона 1, 2: для пілонів фасадної частини значення поздовжніх зусиль знаходяться в діапазоні 190...2450 кН та 290...1680 кН відповідно.

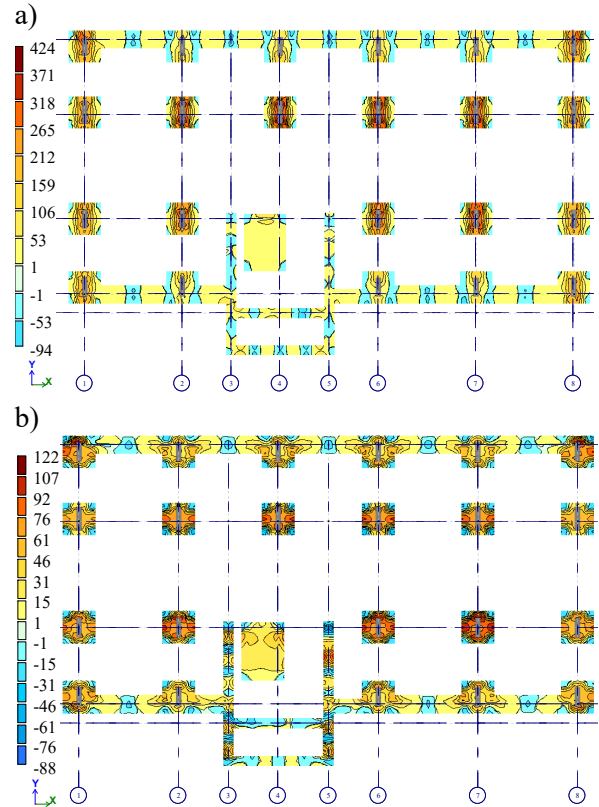


Рис.6. Згинальні моменти у ростверках пальових фундаментів будинку для умов нормальної експлуатації: *a* - M_x , *кН·м*; *b* - M_y , *кН·м*.

Fig.6. Bending moments in the pile caps for normal operating conditions: *a* – M_x , *kN·m*; *b* - M_y , *kN·m*.

На наступному етапі в рамках запланованого дослідження впливу руйнування несучої конструкції секції будинку (локальна відмова елемента) було виконано перевірку на стійкість проти прогресуючого обвалення з використанням квазістатичного розрахунку та динамічного методу прямого інтегрування в часі.

КВАЗІСТАТИЧНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ НДС

Для коректного накопичення напружень та деформацій у несучих конструкціях секції на стадії розрахунку перед виключенням з роботи конструкції було використано систему «Монтаж». Методика розрахунку передбачає прикладання обчислених реакцій від конструкції, що видаляється. Для імітації динамічних ефектів, що виникають в результаті видалення конструкції

застосовується коефіцієнту динамічності. Таким чином, миттєве виключення з роботи конструкції (локальна відмова елементу) моделюється зусиллями, які були визначені для цього елементу за даними розрахунку для умов нормальної експлуатації. Відповідні зусилля прикладаються з протилежним знаком до розрахункової схеми згідно сценарію аварійного впливу.

Миттєве прикладання навантаження на опорну поверхню внаслідок обвалення конструкції (для падіння з висоти $H = 0$) відповідає впливу сили, що дорівнює подвоєному значенню ваги зруйнованого елементу. Отже, коефіцієнт динамічності (1) було прийнято $K_d = 2$ і застосовано завантаження за схемою «pulldown».

$$K_d = 1 + \sqrt{1 + \frac{2H}{\delta_s}} \quad (1)$$

де K_d - коефіцієнт динамічності від удару; δ_s - статичний прогин в місці удару; H - висота падіння вантажу.

За даними числового моделювання сценарію прогресуючого обвалення в квазістатичній постановці зафіксовано перерозподіл напружень та деформацій в несучих конструкціях секції будинку внаслідок локальної відмови пілону в підвальному приміщенні.

Зона максимальних деформацій залишилася під сходо-ліфтовою шахтою. При цьому очікувана величина осідання ростверку під ядром жорсткості каркасу збільшилася на 20% порівняно із умовами нормальної експлуатації і склала 29 мм (рис.7-а). Мінімальні значення вертикальних переміщень (12...15 мм) відповідають ростверкам куців паль, розташованим по кутах секції. Для такого характеру деформування осідання визначена відносна різниця осідань фундаментних конструкцій склала $\Delta S / L = 0.0018$, що не перевищує граничного значення $(\Delta S / L)_u = 0,002$.

За результатами числового моделювання під пілоном, що виключається з роботи, ростверк пальового фундаменту має значення осідання 1 мм, що не відповідає реальній взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовим середовищем. Спостерігається ефект пружної реакції ґрунтової основи, що

не характерно реальним умовам, розглядаючи роботу паль в дисперсному ґрунтовому середовищі.

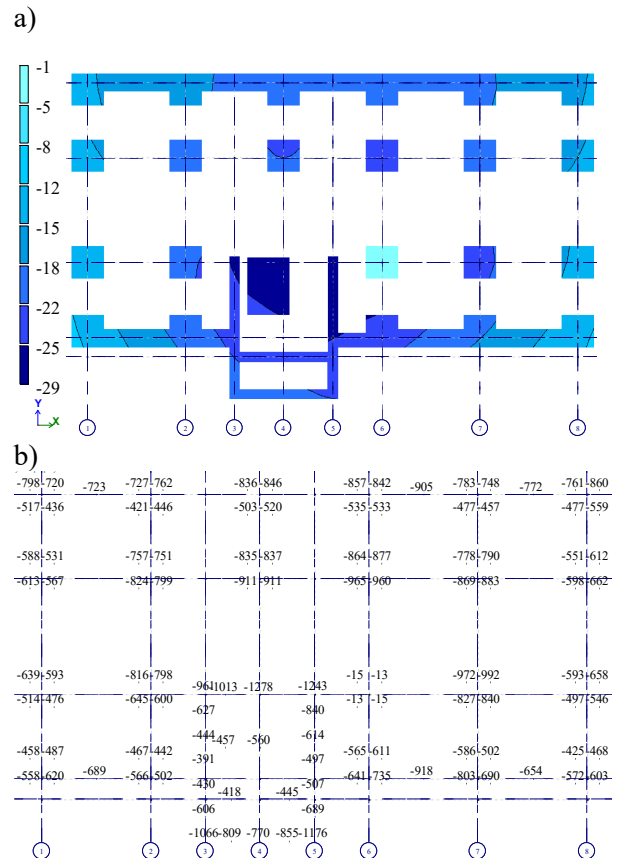


Рис.7. Напружено-деформований стан пальових фундаментів секції будинку для сценарію локальної відмови елементу (квазістатична постановка розрахунку): а - вертикальні переміщення ростверків, мм; б - навантаження на палі, кН.

Fig.7. Stress-strain state of pile foundations of a building section for a scenario of local failure of an element (quasi-static calculation statement): a – vertical movements of pile caps, mm; b – load on piles, kN.

За досвідними даними при зменшенні або повному зникненні навантаження на палю величина пружних деформацій на практиці не перевищує 10% від загальної деформації ґрунту, що пояснюється наявністю незворотних пластичних деформацій. Отже, можна зробити висновок, що застосований в даному дослідженні підхід, не забезпечує коректних результатів стосовно вертикальних переміщень паль після їх розвантаження. Тому використання для числового моделювання взаємодії паль з ґрунтовим масивом

методик, де спільна робота паль з основою моделюється ланцюжком скінченних елементів перемінної жорсткості, потребує уточнення для випадку розвантаження основи та швидкоплинних процесів деформування.

Зафіксовано збільшення навантаження на ростверки оточуючих кущів паль у зв'язку із перерозподілом внутрішніх зусиль в несучих конструкціях після локальної відмови пілону. Згинальні моменти в ростверках пальових фундаментів внаслідок перерозподілу навантажень змінилися: збільшилися до 35% в зоні впливу (в радіусі одного кроку пілонів від видаленого елемента) і далі, зі збільшенням відстані від виключеного пілону, поступово вплив знижується до збільшення зусиль до 5% (кутові ділянки секції).

Навантаження на палі (рис.7-б) під пілоном, що розглядався сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції, за результатами моделювання складало близько 15 кН. При цьому, очікуваний приріст навантаження на палі оточуючих кущів за даними числового моделювання сягає 25%: наприклад, куш паль в осях «13»–«Б» (зона 1) отримав приріст навантаження на палі від 450...610 кН (для умов нормальної експлуатації) до 560...740 кН (локальна відмова пілону), а кутовий куш паль в осях «15»–«Б» (зона 2) – від 400...590 кН до 425...605 кН відповідно.

Стискаючі зусилля в пілонах (рис.8), що найближче розташовані до видаленого (зона 1), внаслідок перерозподілу навантажень за даними числового моделювання отримали значення, що збільшилися від 25% (для верхнього поверху) до 50% (для підвального поверху), а саме, величина поздовжнього зусилля в ланцюжку пілонів в осях «13»–«Б» збільшилися від 200...2450 кН (умови нормальної експлуатації) до 250...3800 кН (відмова елемента). При цьому очікуваний радіус впливу, де спостерігається значне збільшення зусиль в пілонах, за даними числового моделювання обмежується двома прольотами вертикальних несучих елементів каркаса секції.

У пілонах, які розташовані над видаленим вертикальним елементом (зона 0), зафіксовано якісну зміну напруженого стану -

тут виникають поздовжні зусилля розтягу, при цьому значення розтягуючих зусиль знаходяться в діапазоні від 125 кН (для верхнього поверху) до 1910 кН (для нижнього). Такий характер перерозподілу напружень і деформацій відповідає роботі несучих конструкцій за принципом вантової схеми.

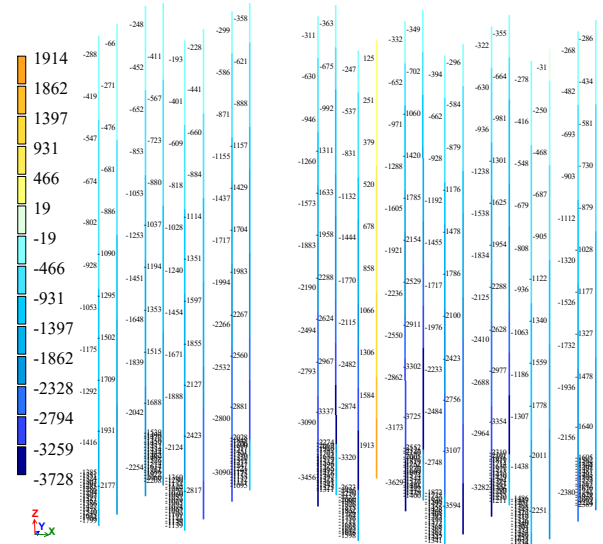


Рис.8. Поздовжні зусилля в пілонах за розрахунком локальної відмови елемента (квазістатична постановка розрахунку), кН.

Fig.8. Longitudinal forces in pylons according to the calculation of local failure of the element (quasi-static calculation), kN.

ДИНАМІЧНИЙ МЕТОД ПРЯМОГО ІНТЕГРУВАННЯ В ЧАСІ

Наступний етап дослідження полягав у виконанні моделювання локальної відмови елемента динамічним методом прямого інтегрування рівнянь руху в часі з врахуванням демпфування в нелінійній постановці.

Стадійність розрахунків було продумано з урахуванням еволюції навантажень (генетична нелінійність). На завершальній стадії розрахунків відбувається автоматична генерація і додавання імпульсного навантаження у призначений проміжок часу.

Для врахування демпфування було визначено коефіцієнти Релея (2), (3). Згідно методики, реакція системи на вплив локальної відмови елемента залежить від швидкості навантаження та швидкості видалення конструкцій.

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}; \quad (2)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j}; \quad (3)$$

де α, β – коефіцієнти Релея; ω_i, ω_j – кутові частоти для i -тої та j -тої мод; ξ – коефіцієнт демпфування.

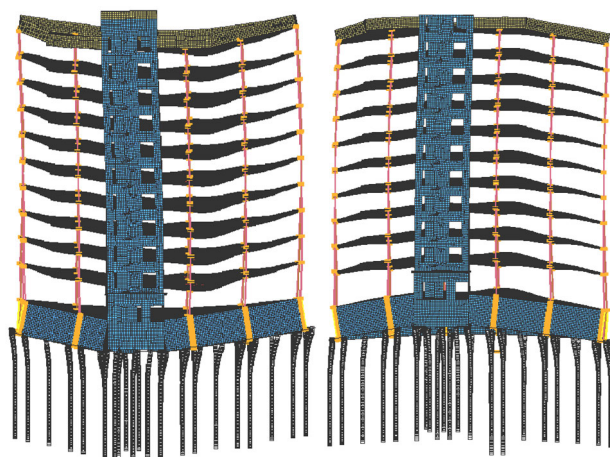
Для цього були обрані дві домінуючі форми власних коливань системи (рис.9) за критерієм максимальної подібності очікуваної реакції системи на видалення пілону згідно сценарію гіпотетичної аварійної ситуації, що розглядалася у дослідженні. Обчислення коефіцієнтів Релея (4), (5) для врахування демпфування на основі модального аналізу системи було реалізовано із застосуванням відповідних значень власних частот обраних форм власних коливань №7 та №10:

$$\alpha = \frac{2 \cdot 0.05 \cdot 20.31 \cdot 25.88}{20.31 + 25.88} = 1.138 \quad (4)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot 0.05}{20.31 + 25.88} = 0.002 \quad (5)$$

Час локальної відмови t для пілону підвального поверху було призначено як 0,1 від

a)



періоду власних коливань для форми власних коливань №7, як такої, що найближче відповідає характеру деформування системи внаслідок локальної відмови елемента:

$$t = 0,1 \cdot T = 0,1 \cdot 0,3091 = 0,0309(\text{с}) \quad (6)$$

де T – період власних коливань системи для форми власних коливань, максимально подібної до реакції системи на видалення елемента.

За результатами числового моделювання в динамічній постановці перевірки на прогресуюче обвалення в результаті локальної відмови пілону підземного поверху відбувається перерозподіл напружень і переміщень в несучих конструкціях.

Воронка осідання, що утворюється при цьому, має зону максимальних значень вертикальних переміщень, розташовану під ядром жорсткості секції будинку. Осідання ростверку з зони сходово-ліфтової шахти за даними розрахунків склало 26 мм (рис.10), тобто порівняно із умовами нормальної експлуатації вертикальні переміщення ростверку в цій зоні збільшилися на 10%.

b)

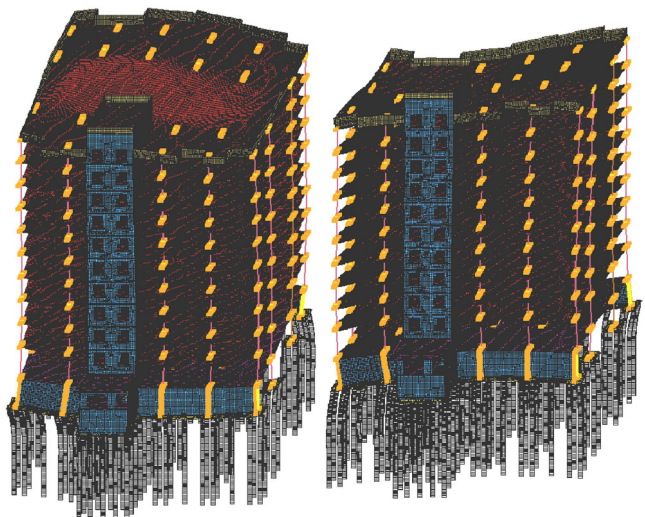


Рис.9. Вихідні дані для вибору часу відмови конструкції для розрахунку за сценарієм локальної відмови пілону підземного поверху (квазістатична постановка): a – форма власних коливань №7; b – форма власних коливань №10.

Fig.9. Initial data for selecting the failure time of the structure for calculation under the scenario of local collapse of an underground floor pylon (quasi-static calculation): a – form of natural oscillations No. 7; b – form of natural oscillations No. 10.

Ростверки кутових кущів паль отримали вертикальні переміщення в діапазоні 8...13 мм. Таким чином, для умов нормальної експлуатації, відносна різниця осідань фундаментних конструкцій секції будинку складає $\Delta S / L = 0.0015$, що не перевищує встановленого нормативними вимогами граничного значення $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

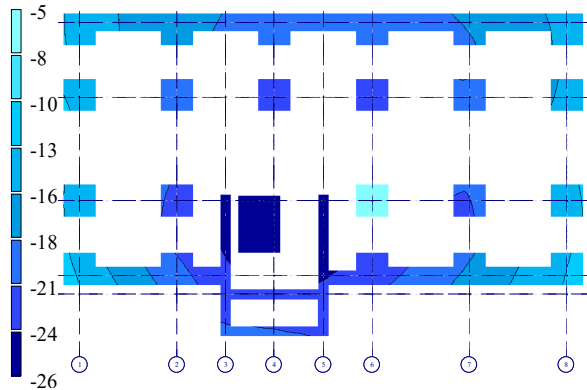


Рис.10. Вертикальні переміщення ростверків пильових фундаментів секції будинку за даними розрахунку для стадії локальної відмови пілону підземного поверху (динамічний метод прямого інтегрування в часі), мм.

Fig.10. Vertical movements of pile caps according to calculation data for the stage of local failure of an underground floor pylon (dynamic method of direct integration over time), mm.

Під пілоном, що розглядається згідно сценарію локальної відмови елемента (зона 0), ростверк пильового фундаменту отримав деформації осідання величиною 5 мм. Таке значення не є характерним для відображення закономірностей роботи пильового фундаменту у ґрунтовому середовищі. В даному випадку зникнення навантаження на куш паль викликало зменшення величини осідання пильового фундаменту, що відповідає пружній роботі ґрунту, що не спостерігається в натурних умовах. Тому, для дослідження швидкоплинних процесів деформування необхідно уточнювати модель взаємодії паль з ґрунтовою основою.

За характером розподілу згинальних моментів у ростверках пильових фундаментів результати розрахунків у квазістатичній постановці та з використанням динамічного методу прямого інтегрування в часі мають схожу картину та близькі значення зусиль.

За даними числового моделювання локальної відмови елемента з використанням динамічного методу прямого інтегрування в часі характер розподілу внутрішніх зусиль у вертикальних несучих конструкціях каркасу секції показав, що стискаючі зусилля в пілонах секції будинку зростають від 300 кН для пілонів верхнього поверху до 2300 кН та 3500 кН для пілонів підвального поверху у периферійній та центральній частині відповідно (рис.11).

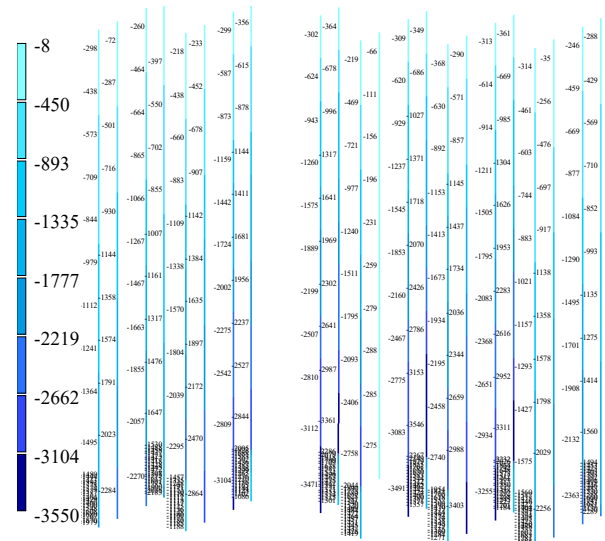


Рис.11. Поздовжні зусилля в пілонах за розрахунком локальної відмови елемента (динамічна постановка розрахунку), кН.

Fig.11. Longitudinal forces in pylons according to the calculation of local failure of the element (dynamic calculation), kN.

Внаслідок перерозподілу навантажень пілони, що розташовані навколо видаленого елемента (зона 1), отримали значення стискаючих зусиль, що збільшилися на 15% (зростим від 190 кН до 220 кН) для верхнього поверху секції, та збільшилися на 30% (з 2450 кН до 3170 кН) для підвального поверху.

В пілонах кутової частини секції (зона 2) внаслідок перерозподілу внутрішніх зусиль очікується збільшення значень до 10% порівняно із умовами нормальної експлуатації: в ланцюжку кутових пілонів в осях «15»—«Б» поздовжні зусилля зросли від 290 кН до 315 кН на верхньому поверсі та з 1680 кН до 1800 кН у підвальному приміщенні.

Ланцюжок пілонів, розташованих над видаленим вертикальним елементом (зона 0),

за даними числового моделювання отримав стискаючі поздовжні зусилля (рис.11), але при цьому значення зусиль суттєво зменшилися і знаходяться в діапазоні від 70 кН (для пілону верхнього поверху) до 300 кН (для пілону підвального ярусу), що відповідає зменшенню зусиль на 10...30% від значень для умов нормальної експлуатації.

Характер перерозподілу зусиль в оголовках паль за результатами числового моделювання в динамічній постановці близький до даних розрахунку у квазістатичній постановці (рис.12).

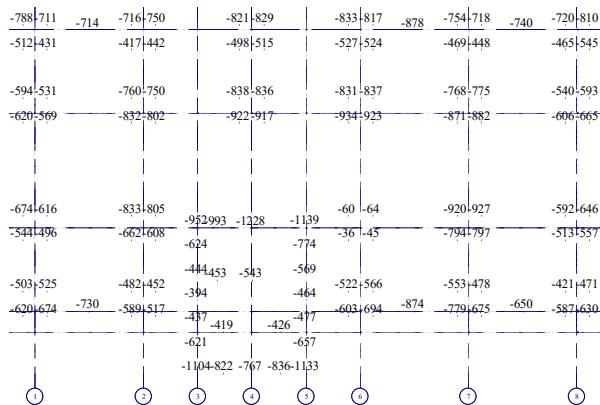


Рис.12. Навантаження на палі, кН для розрахунку за сценарієм локальної відмови пілону підземного поверху (динамічна постановка розрахунку).

Fig.12. Load on piles, kN, for calculation under the scenario of local failure of an underground floor pylon (dynamic calculation).

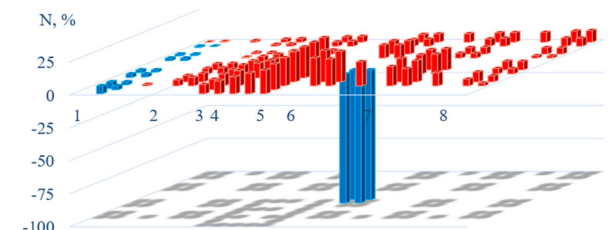
Куц паль, розташований під пілоном, який видалявся згідно сценарію локальної відмови елемента, за даними числового моделювання отримав значення навантаження на палі величиною 35...65 кН, що більше за відповідні значення за розрахунком у квазістатичній постановці. При цьому, приріст навантаження на палі оточуючих куців за даними числового моделювання - до 15% (рис.13) від значення поздовжніх зусиль в оголовках паль для умов нормальної експлуатації

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКІВ ЗА РІЗНИМИ МЕТОДИКАМИ

Числове моделювання локальної відмови пілону підвального поверху показало перерозподіл внутрішніх зусиль у вертикальних

несучих конструкціях секції будинку. Після видалення пілону з конструктивної схеми, навантаження розподіляється на сусідні пілони, ядро жорсткості також сприймає частину зусиль.

a)



b)

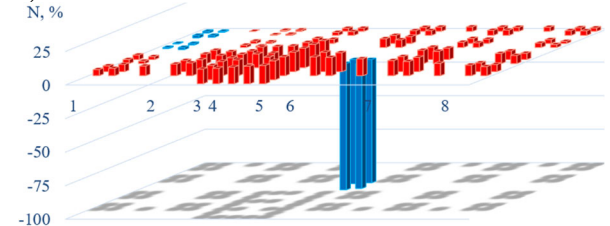


Рис.13. Перерозподіл навантаження на палі за даними числового моделювання відносно значень для умов нормальної експлуатації; a - після локальної відмови конструкції (пілону), квазістатична постановка; b – теж, динаміка в часі.

Fig.13. Redistribution of load on piles according to numerical simulation data relative to values for normal operating conditions; a – after local failure of the pylon, quasi-static calculation; b – the same, dynamics over time.

За результатами розрахунку у квазістатичній постановці зафіксовано якісну зміну зусиль, де замість стиску виник розтяг в ланцюжку пілонів, які розташовані вище видаленого (рис.14), а у динамічній постановці – очікується значне зменшення (на 70...90%) величини поздовжніх зусиль у пілонах. Тобто зафіксовано роботу каркасу секції за принципом вантової схеми.

Поздовжні зусилля в оголовках паль в зоні гіпотетичного сценарію локальної відмови пілону для умов нормальної експлуатації за результатами числового моделювання отримано в діапазоні 650...800 кН. Для сценарію аварійного руйнування пілону за даними розрахунку у квазістатичній постановці навантаження на палі куца під видаленим пілоном зменшилося до 15 кН, а у

динамічній постановці - навантаження на палі відповідного куща знаходяться в діапазоні 35...65 кН.

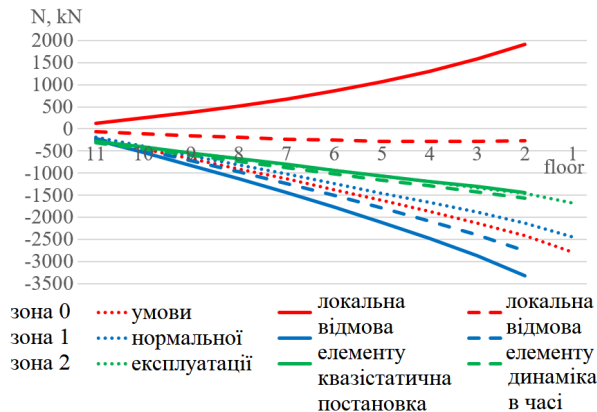


Рис.14. Поздовжні зусилля у ланцюжку пілонів по висоті секції будинку (зони 0,1,2): за даними розрахунку для умов нормальної експлуатації, після локальної відмови конструкції (квазістатична постановка та динаміка в часі), кН.

Fig.14. Longitudinal forces in a chain of pylons along the height of a building section (zones 0,1,2): according to calculation data for normal operating conditions, after local failure of the structure (quasi-static calculation and dynamics over time), kN.

Характер розподілу величин осідання пальових фундаментів будинку для умов нормальної експлуатації показав формування зони максимальних значень під ядром жорсткості, при цьому величина вертикальних переміщень складає за даними моделювання від 11 мм в кутових зонах будинку до 24 мм під сходово-ліфтовою шахтою секції будинку.

Зникнення навантаження на фундаментні конструкції внаслідок аварійного руйнування пілону підвального поверху за результатами числового моделювання в квазістатичній та динамічній постановках показало зменшення величини осідання фундаментів під видаленим елементом з початкових 21 мм до 1 мм та 5 мм відповідно, що може бути інтерпретовано як висмикування паль відповідного куща пальових фундаментів секції будинку.

Результати розрахунку з врахуванням локальної відмови пілону в підвальному рівні показали, що моделювання паль з використанням ланцюжка скінчених елементів

перемінної жорсткості дає картину зміни напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій в зоні виключення з роботи вертикального несучого елемента, що не відповідає реальним умовам роботи навантаженого пальового фундаменту. За даними моделювання спостерігається ефект «висмикування» куща паль внаслідок зменшення (зникнення) навантаження на нього для етапу розрахунку локальної відмови пілону підвальної частини, що не відповідає реальним спостереженням взаємодії паль з ґрунтовим масивом при умові їх навантаження та подальшого розвантаження, коли нескельному ґрунту в навколопальовому просторі за умови його попереднього навантаження пальями властиві значні пластичні незворотні деформації.

В реальних умовах пружна складова деформацій нескельної ґрунтової основи під навантаженням має місце, але її частка складає біля 10% від загальної деформації і набагато менша за пластичну складову, яка становить біля 90%. Тому результати розрахунків з використанням вищерозглянутої моделі взаємодії паль з основою дають неточні дані стосовно вертикальних переміщень пальових фундаментів і це може дезінформувати під час прогнозування величини осідання фундаментів будинку.

Згинальні моменти в ростверку куща паль під пілоном, що згідно розглянутого сценарію виключався з роботи, зменшилися до значень, близьких до нульових, як за результатами розрахунку у квазістатичній, так і у динамічній постановках (рис.15). При цьому суттєвого впливу на перерозподіл моментів в ростверках інших кущів паль не зафіксовано.

Результати розрахунку з врахуванням локальної відмови пілону в підземній частині показали, що моделювання паль з використанням ланцюжка скінчених елементів перемінної жорсткості дає картину зміни напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій в зоні виключення з роботи вертикального несучого елемента, що не відповідає реальним умовам роботи навантаженого пальового фундаменту. За даними моделювання спостерігається ефект

«висмикування» куща паль внаслідок зменшення (зникнення) навантаження на нього для етапу розрахунку локальної відмови пілону підвальної частини, що не відповідає реальним спостереженням взаємодії паль з ґрунтовим масивом при умові їх навантаження та подальшого розвантаження, коли нескельному ґрунту в навколопальовому просторі за умови його попереднього навантаження палями властиві значні пластичні незворотні деформації.

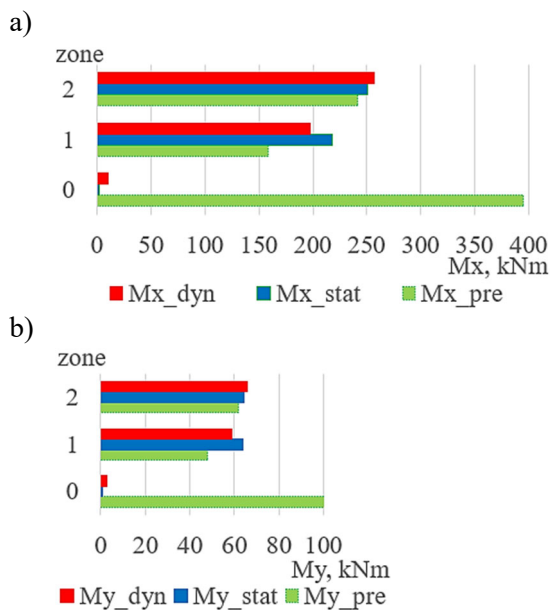


Рис.15. Згинальні моменти в ростверках пальового фундаменту будинку (зони 0, 1, 2) для умов нормальної експлуатації, розрахунку локальної відмови пілону в квазістатичній та динамічній постановках: *a* – M_x , кН · м; *b* – M_y , кН · м.

Fig.15. Longitudinal forces in a chain of pylons along the height of a building section (zones 0,1,2): according to calculation data for normal operating conditions, after local failure of the structure (quasi-static calculation and dynamics over time), *kN*.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Виконано аналіз перерозподілу напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» внаслідок локальної відмови одного з вертикальних несучих елементів підземного поверху та можливого подальшого прогресуючого обвалення із застосуванням квазістатичної постановки з введенням

коефіцієнта динамічності та динамічного методу прямого інтегрування рівнянь руху в часі в нелінійній постановці та встановлено:

- Очікується збільшення навантаження на палі під пілонами навколо елемента, що обраний за сценарієм локальної відмови конструкції. При цьому, залежно від методики розрахунку приріст навантаження на сусідні палі очікується в межах 15...25%. Згинальні моменти в ростверках сусідніх кущів паль не мають суттєвих приростів за величиною зусиль.
- Показано, що застосування під час числового моделювання квазістатичного методу та динамічної постановки з прямим інтегруванням рівнянь руху в часі дає схожі за тенденцією картини деформування, але з різними значеннями зусиль у пілонах: у випадку динамічної постановки - з меншими значеннями (10...30% від значень для умов нормальної експлуатації) та якісно зовсім інша картина роботи пілонів - у них виникає розтяг за результатами розрахунку у квазістатичній постановці.
- Перевірка на локальну відмову вертикальної несучої конструкції (пілон підвального поверху) показала перерозподіл навантажень на несучі конструкції, що спричинило збільшення величини осідання фундаментів в зоні воронки осідання. При цьому зусилля у поблизу розташованих вертикальних несучих елементах зросли на 30...60 % залежно від методики розрахунку. В той же час, для крайніх (периферійно розташованих) пілонів характерна тенденція розвантаження на 3...5 % із відповідним зменшенням стискаючих зусиль (квазістатична постановка розрахунку).

В даному дослідженні не було враховано наявність сусідніх секцій, що безумовно вплине на перерозподіл внутрішніх зусиль та деформацій несучих конструкції досліджуваної секції будинку в умовах перевірки на можливу локальну відмову елемента конструктивної схеми.

Споруда була розрахована за сценарієм прогресуючого руйнування і за

результатами числового моделювання були застосовані заходи для збільшення її живучості. При цьому за критерій живучості була прийнята умова, що живучість конструкції забезпечена, якщо первинна відмова елементу не спричиняє руйнування інших конструкцій, на які перерозподіляється навантаження.

За даними аналізу результатів дослідження для підвищення живучості та забезпечення захисту конструкцій будівлі від прогресуючого обвалення було вирішено збільшити площу армування до 30% для пілонів вхідної групи споруди подвійного призначення та в радіусі впливу видаленого елемента для забезпечення можливості сприйняття цими елементами зусиль, що виникають при перерозподілі навантажень внаслідок відмови сусіднього елемента будівлі. В такому випадку для даного будинку прогресуючого руйнування не прогнозується.

ЛІТЕРАТУРА

1. Марьенков Н.Г. Нелинейный расчет зданий на сейсмические воздействия с применением ПК «ЛИРА» / Н.Г.Марьенков, К.Н.Бабик, В.П.Максименко // *Будівельні конструкції*. – 2006. – Вип.64. – С. 188-195.
2. Фиалко С.Ю. Некоторые особенности анализа частот и форм собственных колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия / С.Ю. Фиалко // *Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури*. – 2002. - №8. – С.193-201.
3. Бойко І.П. Напружено-деформований стан пальового фундаменту висотної каркасної будівлі з урахуванням спільної роботи з ґрунтовим масивом / І.П.Бойко, В.В.Жук, М.В.Корнієнко, О.С.Сахаров // *Будівельні конструкції*. – К.:НДІБК, 2004. – Вип. 61. – т.1. – С. 19 – 22.
4. Жук В. Оцінка впливу просторової жорсткості ростверку на напружено-деформований стан пальових фундаментів будинку / В.Жук, О.Альошкіна, О.П'ятков // *Основи та фундаменти*. - 2023. – No 46, 73–87. DOI <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.73-87>
5. Носенко В.С. Числове моделювання експерименту випробування групи паль з використанням різних моделей ґрунтової основи /

В.С.Носенко, О.О.Кашоїда // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – К.: КНУБА – 2022. – Вип. 109. – С. 441-454. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.441-454>

REFERENCES

1. Marienkov N.G., Maksymenko V.P., Babyk K.N. (2006). Nelineinii raschet zdaniia na seismicheskie vozdeistviya s primeneniem PK «LIRA» [Non-linear calculation of buildings for seismic effects with the use of PC "LIRA"]. *Budivelni konstruktsii*. Vyp.64. S.188-195. (in Russian).
2. Fialko S.Iu. (2002). Nekotore osobennosti analiza chastot i form sobstvennikh kolebaniia pri raschete sooruzhenii na seismicheskie vozdeistviya [Some features of the analysis of frequencies and forms of self-oscillations in the calculation of structures for seismic effects]. *Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii budivnytstva i arkhitektury*. №8. S.193-201. (in Russian).
3. Boiko I.P., Zhuk V.V., Korniienko M.V., Sakharov O.S. (2004). Napruzhenno – deformovanyi stan palovoho fundamentu vysotnoi karkasnoi budivli z urakhuvanniam spilnoi roboty z gruntovym masyvom [The stressed-strain state of the pile foundation of a high-rise frame building, taking into account joint work with the soil massif]. *Budivelni konstruktsii*. K.:NDIBK. Vyp. 61. T.1. S. 19 – 22. (in Ukrainian).
4. Zhuk V., Aloskina O., Piatkov O. (2023). Otsinka vplyvu prostorovoi zhorstkosti rostverku na napruzhenno-deformovanyi stan palovykh fundamentiv budynku [Evaluation of the influence of the pile caps` spatial rigidity on the stress-strain state of pile foundations of the building]. *Osnovy ta Fundamenty*. No 46, 73–87. DOI <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.73-87> (in Ukrainian).
5. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2022). Chyslove modeliuвання eksperymentu vyprovuvannya hrupy pal z vykorystanniam riznykh modelei gruntovoi osnovy [Numerical simulation of the experiment on testing a group of piles using different models of soil base]. *Opir materialiv i teoriia sporud*. K.: KNUBA. Vyp. 109. S. 441-454. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.441-454> (in Ukrainian).

Stress-strain state of building structures taking into account possible local failure of the element

*Oleksandr HAVRYLIUK,
Dmytro NECHYPORENKO,
Veronika ZHUK*

Summary. The issue of choosing a structural design and material for supporting structures is an important technical and economic task at the stage of developing a design solution. It depends on a number of factors: consequence class of the structure, reliability of the design solution, savings in basic building materials.

The publication provides a classification of design schemes and types of load-bearing structures used in the corresponding solutions. The disadvantages and advantages of using prefabricated and monolithic structures for the installation and subsequent operation of the structural scheme of buildings and structures are considered.

Modern design requirements include ensuring the ability of a damaged structure to adapt to new conditions while continuing to function while ensuring the integrity of human life, property and equipment. New conditions mean the consequences of the occurrence of a certain emergency situation, accompanied by weakening or overloading of the load-bearing structures of a structure or soil foundation: a change in the structural design, a combination of new existing loads and a redistribution of internal forces.

The publication reflects the results of assessing the redistribution of the stress-strain state of the elements of the “base - foundations - load-bearing structures” system as a result of the implementation of a hypothetical emergency situation with the exclusion of the load-bearing structure from operation.

The case of the collapse of one of the vertical load-bearing elements (local failure of the pylon) of an underground floor, which can be used as a dual-use structure, is considered.

Calculations for the stability of the structure against progressive collapse were carried out by numerical modeling in the LIRA SAPR-2019 software using a quasi-static calculation and the method of direct integration of dynamics over time.

It has been demonstrated that the method of numerical modeling the joint work of a building with a soil base affects the results of a calculation of the progressive collapse of the building frame.

The influence of local collapse of a vertical load-bearing element on the redistribution of stresses and strains in the foundation structures of a building section is assessed.

The load on the piles under the pylons around the element removed under the local failure scenario is expected to increase by 15...25%.

Key words. Load-bearing elements, pile foundation, numerical simulation, progressive collapse.

Підсилення ґрунтової основи – підготовки під дорожнє покриття діючого підприємства

Андрій РАЩЕНКО¹, Тетяна ДИПТАН²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
¹raschenko.am@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-2948-3232
²dyptan.tv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0003-2852-014X

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.116-128

Анотація. Питання будівництва нових та відновлення існуючих комплексів зберігання й переробки сільськогосподарської продукції, логістичних комплексів в сьогоденні умовах має велике значення як невід'ємна складова забезпечення нормального функціонування нашої економіки. Історично склалося так, що в Україні при розробці нормативних документів основні вимоги виписані для проектування та будівництва будівель і споруд цивільного та промислового призначення: житлових та адміністративних будинків, виробничих будівель, об'єктів транспортної, енергетичної та критичної інфраструктури. Вони базуються на забезпеченні вимог міцності, надійності, довговічності, безпеки та економічності.

Для проектів будівництва об'єктів логістичних комплексів чи сільськогосподарського напрямку, в нормативних документах України детальних вказівок та вимог значно менше [1, 2]. Тому при реалізації подібного класу об'єктів приймаються проектні рішення, що складені на основі вимог, викладених у будівельних нормативних документах інших країн, наприклад, Єврокодах (EN) [10], стандартах Великобританії (BS) чи США (ASTM), де вже накопичений великий досвід надійної експлуатації цих об'єктів.

Питання вимог до інженерної підготовки територій виробничого чи сільськогосподарського напрямку при розробці проектів їх комплексної забудови недостатньо висвітлюються у національних нормативних документах, що встановлюють вимоги до розрахунку будівельних конструкцій, будівництва доріг чи комплексного планування територій – вони занадто загальні і не містять необхідної деталізованої



Андрій РАЩЕНКО
ст. викладач кафедри
геотехніки



Тетяна ДИПТАН
ст. викладач кафедри
геотехніки

інформації чи чітких вимог щодо застосування надійних проектних рішень.

Як наслідок, нерідко бувають випадки, коли деформації оточуючої поверхні та під'їзних шляхів до цих об'єктів значно ускладнюють та/або унеможливають їх нормальну експлуатацію.

В статті приділено увагу дослідженню ґрунтової підготовки як основи під'їзних шляхів для групи будівель та споруд комплексу зі зберігання зерна: встановлення стану підготовки під час експлуатації комплексу; виявлення причин розвитку значних її деформацій; вибору методів підсилення та закріплення основи; геотехнічного контролю якості виконаних робіт з підсилення основи.

Ключові слова: ґрунтова основа, нерівномірні деформації основи, геотехнічний контроль, підсилення основи, замивання ґрунту, ін'єкування ґрунту, динамічне зондування ґрунтів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Під час реконструкції підприємства зі зберігання та первинної обробки зернових культур, що відбулась 4...5 років тому, на новій ділянці був зведений комплекс споруд нового елеватора: силосні банки (силоси), сушарки, норії (норійні вежі), склад з лінією сортування та первинної переробки продукції, завальні ями, авторозвантажувач, вагові, внутрішня залізнична гілка та ін. (рис. 1).

З моменту введення в експлуатацію і протягом наступних трьох років, дорожнє покриття території та внутрішніх доріг на-

вколо основної будівлі (складу з лінією сортування та первинної переробки) та прилеглих до нього споруд, зазнало ушкоджень від 40 до 50 % загальної площі внутрішнього дворového простору. Це значно ускладнює нормальну експлуатацію комплексу, окремі ділянки дорожнього покриття й проїздів є аварійними та закритими для доступу техніки, обслуговуючого персоналу та утруднює доступ до будівель і споруд комплексу, знижує їх експлуатаційну придатність.

Для встановлення причин масового розвитку ушкодження дорожнього покриття



Рис.1. Поділ території виробничого комплексу на зони, залежно від ступеню ушкодження дорожнього покриття. Схема розташування точок "летючого" (первинного) контролю для отримання оперативної інформації про стан підготовки під покриття.

Позначення:

Ш-Св.А1 – шурф-свердловина номер 1 в зоні "А";

ТДЗ-А1 – точка динамічного зондування (DPL) номер 1 в зоні "А".

(Оригінальне зображення з ресурсу Google Earth, повернуте вліво).

Fig.2. Division of the territory of the production complex into zones, depending on the degree of damage to the road surface. The scheme of the location of the points of "flight" (primary) control for obtaining operational information about the state of preparation for the coating.

Marking:

Ш-Св.1А1 – geotechnical pit-borehole number 1 in zone "А";

ТДЗ-А1 – place of tests by dynamic probing (DPL) number 1 in zone "А".

(Original image from Google Earth resource, rotated to the left).

були виконані роботи з комплексного обстеження технічного стану території.

На першому етапі досліджень, після візуального огляду території, були проаналізовані проектні рішення та інші архівні матеріали. На їх основі був розроблений комплекс заходів щодо визначення причин розвитку значних деформацій (за рахунок комплексного дослідження стану ґрунтової підготовки та ґрунтів природного залягання, що її підстеляють) та прийнятий до роботи і впроваджений проект відновлення експлуатаційної придатності простору внутрішнього двору підприємства.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На сьогодні існують різні підходи до класифікації впливів на ґрунтову основу, що використовується як підготовка під промислові підлоги, чи як покриття для внутрішніх доріг та проїздів. Кожен з таких підходів, як правило, акцентує увагу лише на одному чи декількох критеріях, які виділяються як головні і до визначення властивостей яких приурочені основні дослідження. Так, у нормативних документах України [2] це, в першу чергу критерій щільності сухого ґрунту, тобто фізична величина. У європейських нормах [8] – це критерії динамічного модуля пружності, тобто параметр стисливості ґрунту при динамічній дії на нього. В той же час, кожен з цих параметрів має спільну основу через непряму залежність із коефіцієнтом ущільнення D_{pr} .

Отже, для врахування зміни характеристик міцності й деформативності ґрунтової основи, що використовується як підготовка під покриття (або підготовка під промислову підлогу), потрібно до звичайних способів та методів досліджень ґрунтів додатково враховувати й такі процеси, як: зміна напружено-деформованого стану ґрунтового масиву [4], руйнування ґрунтової основи, зсуви, зміна гідрологічних умов, просідання лесових ґрунтів, ущільнення в часі насипних ґрунтів та консолідація товщі біогенних ґрунтів [3], ерозія, динамічний вплив на територію [5] та ін.

МЕТА РОБОТИ

Головною метою роботи є встановлення закономірностей зміни фізико-механічних характеристик ґрунтової основи в процесі її експлуатації та після виконаного підсилення, що визначаються в польових умовах за прискореними методами.

ЗАДАЧІ

Для досягнення поставленої мети послідовно вирішувались такі задачі:

- 1) виконання аналізу ґрунтових умов майданчика до початку будівництва комплексу;
- 2) проведення оцінки достатності виконаних робіт з визначення стану ґрунтової підготовки під дорожнє покриття підприємства після розвитку значних деформацій – за результатами польових досліджень ґрунтів та лабораторних випробувань відібраних зразків;
- 3) виявлення причин розвитку деформацій підготовки під покриття;
- 4) вибір методів підсилення та закріплення основи;
- 5) проведення геотехнічного контролю якості виконаних робіт з підсилення основи із характеристиками, заданими проектом підсилення.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

ҐРУНТОВІ УМОВИ МАЙДАНЧИКА ДО ПОЧАТКУ БУДІВНИЦТВА КОМПЛЕКСУ

За даними Технічного звіту з інженерно-геологічних вишукувань (стор. 45-62 [7]), що виконувались до початку будівництва комплексу, майданчик розташований в межах лесової вододільної рівнини. Його поверхня була рівною, характеризувалась абсолютними позначками 188.7...191.3 м із незначним загальним ухилом у південно-західному напрямку. Геологічна будова по майданчику наведена у табл. 1.

Рослинний шар підлягав зрізанню з подальшою рекультивацією, а тому його властивості не розглядаються. Лесовий сугли-

нок ІГЕ-1А, що залягає нижче – це ілювіальний горизонт, що відноситься до слабкого шару, який до того ж, різко погіршує свої властивості при замочуванні – наприклад атмосферними опадами чи за рахунок витоків з водонесучих мереж. Далі до глибини 11.6 м залягає еолово-делювіальна лесова товща ІГЕ-2...ІГЕ-5, представлена перешаруванням важких та легких суглинків. При замочуванні вони просідають під дією додаткового тиску, але не просідають від дії власної ваги при замочуванні. Вони підстеляються щільними глинами ІГЕ-6.

ОСНОВНІ ПРОЕКТНІ РІШЕННЯ КОМПЛЕКСУ

За проектом надземні конструкції нових споруд виконані із сучасних ефективних матеріалів (металеві колони, ферми, балки, сендвіч-панелі, ін.). Фундаменти основної групи виробничих будівель та споруд – пальові, нижні кінці яких заведені у неогенові глини, а голови об'єднані монолітними залізобетонними роствертками.

Табл. 1. Зведена колонка геологічної будови майданчика та нормативних показників виділених інженерно-геологічних елементів (до початку будівництва)

Table 1. Summary column of the geological structure of the site and normative indicators of selected engineering-geological elements (before the start of construction)

Номер інженерно-геологічного елемента (ІГЕ) та його опис	Інтервал глибин, м	Вологість, w	Показник текучості, I_L	Питома вага, γ , кН/м^3	Питоме зчеплення, c , кПа	Кут внутр. тертя, φ , градусів	Модуль деформації, E , МПа	Початковий тиск просідання, p_{st} , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ІГЕ-1: рослинний шар	0.0...0.4	-	-	14.0	-	-	-	-
ІГЕ-1А: суглинок легкий пілуватий, з домішкою органічної речовини, з покривлі із залишками коріння рослин та ходами землеріїв, лесовий, просідаючий	0.4...1.6	$\frac{0.173}{0.412}$	$\frac{0.14}{>1}$	$\frac{14.7}{17.7}$	$\frac{8}{5}$	$\frac{15}{11}$	$\frac{4.9}{2.8}$	30...41
ІГЕ-2: суглинок важкий пілуватий, твердий, лесовий, просідаючий, макропористий, з гніздами та стяжіннями карбонатів	1.6...6.3	$\frac{0.201}{0.386}$	$\frac{<0}{>1}$	$\frac{15.6}{17.9}$	$\frac{19}{11}$	$\frac{23}{15}$	$\frac{10}{4.2}$	53...94
ІГЕ-3: суглинок важкий пілуватий, твердий, лесовий, просідаючий, із рідкими включеннями стяжін карбонатів та залізо-манганових конкрецій, з плямами озалізнення	6.3...7.1	$\frac{0.183}{0.271}$	$\frac{<0}{>1}$	$\frac{18.1}{19.4}$	$\frac{23}{18}$	$\frac{22}{21}$	$\frac{14}{11}$	285
ІГЕ-4: суглинок важкий пілуватий, твердий, лесовий, просідаючий, макропористий, з включеннями конкрецій та стяжін карбонатів до 5...20% по об'єму, з рідкими включеннями залізо-манганових конкрецій (викопний ґрунт)	7.1...10.8	$\frac{0.215}{0.323}$	$\frac{<0}{0/71}$	$\frac{17.2}{18.7}$	$\frac{32}{14}$	$\frac{23}{20}$	$\frac{12}{8}$	212
ІГЕ-5: суглинок легкий пілуватий, напівтвердий, лесовий, слабо макропористий, непросідаючий, з включеннями залізо-манганових конкрецій та стяжін карбонатів до 5% по об'єму, рідкими зернами окислів марганцю	10.8...11.6	$\frac{0.209}{0.286}$	$\frac{0.17}{0.87}$	$\frac{18.0}{19.2}$	$\frac{24}{20}$	$\frac{17}{15}$	$\frac{13}{10}$	247
ІГЕ-6: глина легка пілувата, тугопластична, місцями напівтверда, з включеннями щебеню та гравію кристалічних порід до 25%, стяжін карбонатів 5...10 % по об'єму (рідше до 20%), із залізо-мангановими конкреціями	11.6...21.0	0.233	0.28	20.1	45	15	15	-

Примітка: у чисельнику показники ґрунтів природного стану, у знаменнику – значення при замочуванні.

Для організації внутрішнього дворового простору із забезпеченням відповідних ухилів, виконувались планувальні роботи із підсіпкою насипними ґрунтами та зміною абсолютних позначок:

- в західній частині ділянки з позначок 188.7...189.5 м до 190.1...190.4 м;
- в північній та південній частині – з позначок 189.4...190.0 м до 190.4...190.8 м;
- у східній частині було тільки зрізання рослинного шару та влаштування дорожнього покриття.

Покриття внутрішньої території комплексу запроєктоване та виконане із збірних залізобетонних плит та крупних ділянок з монолітного бетону, абсолютні позначки денної поверхні за проектним рішенням становлять 190.1...191.5 м.

ПРОГРАМА РОБІТ З ОБСТЕЖЕННЯ ТА ОСНОВНІ РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ.

У зв'язку з тим, що значна частина площі внутрішнього дворового покриття ушкоджена, були виконані обстежувальні роботи з метою визначення причин утворення таких ушкоджень та розробки заходів щодо відновлення експлуатаційної придатності покриття.

Програма обстеження внутрішнього дворового простору передбачала виконання комплексу польових робіт за зонами, кожна з яких характеризувалась різним ступенем пошкодження покриття: зона "А" – покриття не пошкоджене, або ступінь пошкоджень не впливає на безпечну експлуатацію дворового простору; зона "Б" – наявні руйнування покриття, експлуатація дворового простору можлива з обмеженнями; зона "В" – значна кількість руйнувань, перекосів та провалів покриття, безпечна експлуатація дворового простору неможлива.

Для кожної з виділених зон "Б" та "В" призначалось влаштування по три шурфи, а для зони "А" – два шурфи на глибину до 0.7...1.0 м для розкриття стану конструкції покриття, визначення ступеню його пошкодження (з фіксацією величин провалів, пустот), відбору зразків непорушеної структу-

ри покриття (кернів) та ґрунтової підготовки (монолітів). Окрім того, з dna кожного шурфу передбачено буріння свердловин до глибини 3 м від поверхні для визначення виду та стану ґрунтів, що підстеляють ґрунтову підготовку та виконання динамічного зондування легким зондом (DPL).

Проведеним обстеженням території встановлено наступне:

1) елементи дорожнього покриття:

- збірні плити в багатьох місцях розбиті наскрізними тріщинами, отримали крен (перепад позначок по протилежних кінцях плит більше 250 мм), бетон зруйнований, арматура оголена, зігнута, місцями розірвана або переламана. Пошкоджено до 40% від загальної площі збірних плит;

- ділянки з монолітного бетону також пошкоджені мережею наскрізних та глибоких тріщин (пошкоджено більше 50% від загальної площі монолітних ділянок). До того ж, присутні провали покриття на глибину до 0.5...0.9 м та діаметром до 0.3...0.7 м – вони додатково займають до 15% площі монолітного покриття;

- вся поверхня бетонного та залізобетонного покриття території має характерний хвилястий рельєф, що відповідає ознакам масової нерівномірної деформації;

- сучасні ухили поверхні мають значні відхилення від проектного рішення, біля стін існуючих будівель та споруд спостерігається зворотній ухил (тобто, до будівель і споруд) покриття та мощення.

Найбільша кількість пошкоджень покриття (зона "В") приурочена до західної, південної та північної частини території, навколо основної будівлі (складу з лінією сортування та первинної переробки) та прилеглих до нього споруд.

2) ґрунтова підготовка:

для попередньої та швидкої оцінки стану ґрунтової підготовки було виконане динамічне зондування легким зондом DPL у кожній із виділених зон. (схему розташування точок контролю див. рис. 1, графіки зондування див. рис. 2).

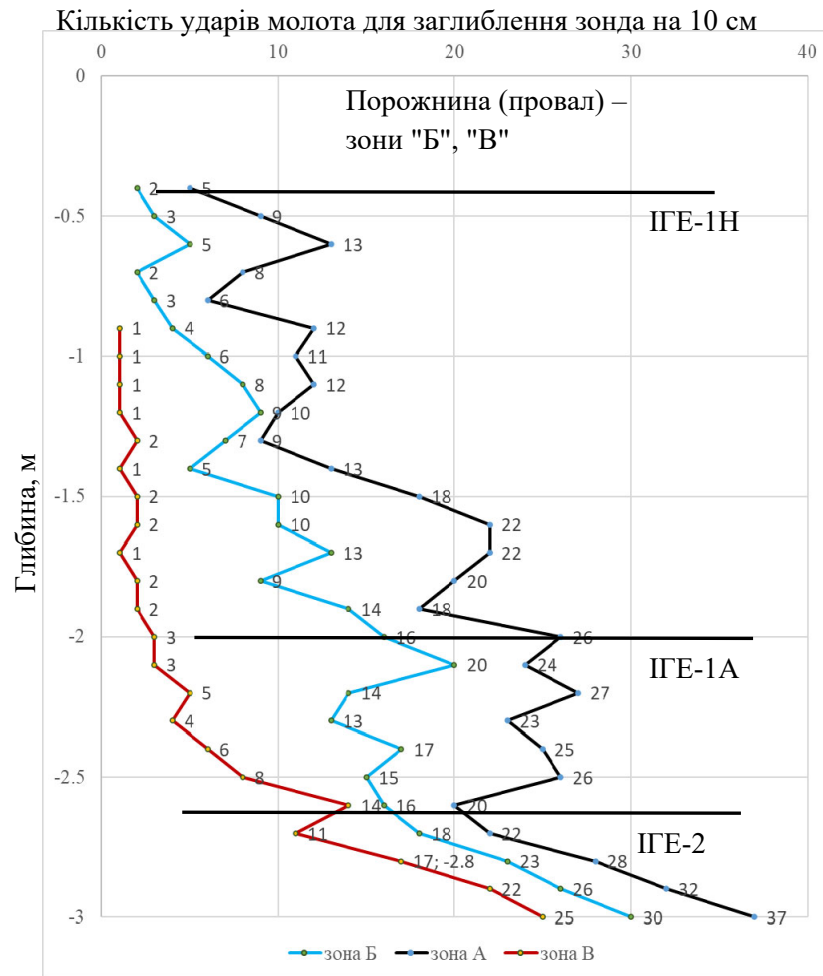


Рис.2. Порівняльні графіки динамічного зондування в зонах А, Б, В на ділянках з різним ступенем пошкодження дорожнього покриття.

Fig.2. Comparative graphs of dynamic soil probing in zones "A", "B", "B" on areas with different degrees of damage to the road surface.

За результатами такого "летючого" контролю було підтверджено незадовільну якість стану ґрунтової підготовки в зонах "Б" та "В" та погіршення стану ґрунтів природного залягання, що безпосередньо підстеляють ґрунтову підготовку

З метою отримання числових значень параметрів фізичних та механічних характеристик ґрунтової основи, відповідно до вже розробленої програми робіт, із дослідних шурфів були відібрані зразки ґрунтів непорушеної структури для визначення виду та стану ґрунтової підготовки та шару ґрунту, що її підстеляє. За результатами цих досліджень встановлено:

ПЕ-1Н – насипний шар (ґрунтова підготовка під дорожнє покриття): суміш місцевих

ґрунтів – суглинків ілювіального горизонту ПЕ-1А та частково суглинків ПЕ-2; має підвищену вологість ($w = 0.218...0.248$) у зонах "Б" та "В" відносно природного стану ($w = 0.173...0.201$). Його стан змінюється від напівтвердого в зоні "А" та м'якопластичного у зоні "Б" до текучопластичного у зоні "В"; щільність сухого ґрунту становить $\rho_d = 1.15...1.24 \text{ г/см}^3$, що відповідає параметрам дуже пухкого (неущільненого та розпушеного) ґрунту. Підтверджено початкове припущення, що під час будівництва цей шар укладався лише за рахунок поверхнього розрівнювання. Для всіх виділених зон насип має значну стисливість, відноситься до слабого ґрунту, характеризується модулем деформації $E = 1.6...2.0 \text{ МПа}$;

2.3) шари, що підстеляють підготовлену основу:

- а) ПЕ-1А – ілювіальний горизонт: легкі гумусовані суглинки. Внаслідок замочування атмосферними опадами через порушення в конструкції покриття відбулось збільшення їх вологості з $w = 0.173$ до $w = 0.196...0.212$, а показник текучості підвищився до м'якопластичного стану, проявились властивості просідання (спостерігались характерні вигини обрису шару на зрізі у шурфах). Відносяться до слабких, значно деформуються під дією навантаження та при додатковому замочуванні. Модуль деформації цього шару, визначений при компресійних випробуваннях становить $E = 2.8...4.0$ МПа;
- б) ПЕ-2 – лесові просідаючі суглинки, які у природному стані до початку будівництва характеризувались модулем деформації $E = 10$ МПа. При виконанні обстеження внутрішнього двору цей показник визначений в межах $E = 4.5...9$ МПа, здатні проявляти властивості просідання при замочу-

ванні: початковий тиск просідання становив $p_{sl} = 53...94$ кПа. Це робить основу нерівномірно стисливою, особливо у випадку примусового замочування атмосферними опадами чи внаслідок витоків з водонесучих мереж. Результати лабораторних визначень основних показників за відібраними зразками ґрунту непорушеної структури наведені у табл. 2.

Для отримання більш детальної інформації було виконане динамічне зондування ґрунтів на глибину до 3...4 м по всій площі комплексу, яке підтвердило як загальну оцінку ґрунтової основи, виконаної при "летючому контролі", так і при подальшому виконанні програми обстеження.

Також виконаними роботами була підтверджена загальна геологічна будова ділянки (у її верхній частині) та уточнені характеристики ґрунтів основи, що підстеляють ґрунтову підготовку.

Табл. 2.Результати дослідження стану ґрунтової підготовки в окремих шурфах
Table 2. The results of the study of the state of soil preparation in individual pits

Номер виробки, зона дослідження	Інтервал глибин, м		Матеріал, що досліджується		Фізичні показники				Модуль деформації, E , МПа
	пок-рівля	під-шва	назва	стан за візуальними ознаками	воло-гість, w	щільність ґрунту, g/cm^3		показник текучості, I_L	
						природна, ρ	сухого, ρ_d		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ш-Св.ВІ зона "В"	0.0	0.2	бетон	відсутній (провал)	-	-	-	-	-
	0.2	0.8	порожина	провал	-	-	-	-	-
	0.8	2.0	насип: суглинок лесовий	замочений	0.231	1.42	1.15	0.79	0.231
	2.0	2.9	суглинок лесовий гумусований	замочений	0.212	1.49	1.23	0.58	0.212
	2.9	3.1	суглинок лесовий	вологий	0.183	1.54	1.30	< 0	0.183
Ш-Св.БІ зона "Б"	0.0	0.2	бетон	зламаний	-	-	-	-	-
	0.2	0.5	порожина	провал	-	-	-	-	-
	0.5	1.3	насип: суглинок лесовий	замочений	0.218	1.47	1.21	0.60	2.0
	1.3	2.5	суглинок лесовий гумусований	замочений	0.196	1.47	1.23	0.40	3.1
	2.5	3.0	суглинок лесовий	вологий	0.192	1.55	1.30	< 0	6
Ш-Св.АІ зона "А"	0.0	0.2	бетон	пошкоджений	-	-	-	-	-
	0.2	0.7	насип: суглинок лесовий	замочений	0.196	1.48	1.24	0.18	1.8
	0.7	1.4	суглинок лесовий гумусований	вологий	0.178	1.51	1.28	0.20	4.0
	1.4	3.0	суглинок лесовий	природний	0.201	1.59	1.32	< 0	9

ПРИЧИНИ РОЗВИТКУ ДЕФОРМАЦІЙ ГРУНТОВОЇ ПІДГОТОВКИ ПІД ПОКРИТТЯ:

За результатами візуального огляду території, польових випробувань та супутніх їм лабораторних досліджень властивостей ґрунтової підготовки під покриття, для виділених зон встановлені такі основні причини, що впливають на виникнення її деформації та виводять зі стану експлуатаційної придатності всю конструкцію дорожнього покриття:

1) недостатнє ущільнення насипу:

неякісне ущільнення насипного ґрунту по всій площі комплексу є однією з основних причин розвитку деформацій ґрунтової основи, що, у свою чергу, сприяє виникненню та подальшому розвитку вторинних причин деформації ґрунтової основи;

2) відсутність якісної ґрунтової підготовки під конструкцію покриття:

у зонах "А" та "Б" для локальних ділянок влаштування збірних залізобетонних плит були виявлені окремі місця, де роботи з підготовки ґрунтової основи не виконувались – плити монтувались по частково зрізаному (або й взагалі не зрізаному для зони "Б") рослинному шарі. Як наслідок, рослинний шар нерівномірно деформувався; атмосферні опади, що проникали між швами плит, приводили до різкої зміни консистенції та підсилювали нерівномірність деформації залізобетонних плит;

3) невдале планування території:

до початку будівництва рельєф ділянки мав незначний загальний ухил у південно-західному напрямку. Проектом благоустрою території прийнято, що поверхневі опади відводяться у західному напрямку, а система місцевої дощової каналізації має загальний ухил у південно-східному напрямку. Таке рішення обґрунтовувалось зручністю обслуговування ємностей відстійників-накопичувачів. Оглядом колодязів встановлено, що частина трубопроводів цієї каналізації має зворотній нахил, який утворився внаслідок деформації насипного шару. Це приводить до застою атмосферних опадів у трубах та на окремих ділянках внутрішнього двору (як правило, біля

приймальних колодязів дощової каналізації). Окрім того, на ділянках, де покриття пошкоджене, відбувається вільне просочування атмосферних опадів в ґрунтову основу (для таких ділянок площа водозбору перевищує 50...80 м²). В цих місцях це привело до появи нових несприятливих процесів, пов'язаних із розмиванням потоками води ґрунтової основи та замочування як самого насипного шару підготовки, так і шарів ґрунту природної основи, по яких влаштований насип;

4) відсутність своєчасної реакції замовника на початок розвитку деформацій та порушень в конструкції покриття:

у зв'язку з тим, що з початком розвитку деформацій та пошкоджень покриття, власником не вживались заходи щодо виявлення причин таких пошкоджень, ремонту чи локалізації зруйнованих ділянок, утворюються додаткові зони точкового замочування основи, що з часом приводить до повного руйнування конструкції покриття з подальшим утворенням провалів. При цьому, швидкість розвитку руйнування покриття спочатку незначна, а потім різко наростає;

5) експлуатація важкої техніки під час активізації деформацій та руйнування покриття:

цей пункт є логічним наслідком розвитку вторинної причини деформації ґрунтової підготовки під конструкцію покриття: при проїзді важкої техніки ділянками пошкодженого покриття відбувалось пришвидшене руйнування бетонної конструкції покриття та видавлювання ґрунтової підготовки. При цьому внаслідок ударної дії колісних пар на суміжних ділянках на відстані 1.5...2 діаметра колеса вантажного автомобіля (близько 1.5...2.5 м), попарно формувались нові зони пошкодженого покриття. Це призводило до подальшого погіршення стану покриття, руйнування як верхніх, так і глибинних шарів покриття.

ВИБІР МЕТОДІВ ПІДСИЛЕННЯ ТА ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВИ.

Для відновлення стану покриття внутрі-

шнього двору підприємства необхідно спочатку виконати заходи з відновлення функціональної придатності ґрунтової підготовки під покриття, а потім і самого покриття. Серед існуючих методів відновлення експлуатаційної придатності покриття розглядалися такі основні підходи: підхід А (за так званою, "класичною" схемою), підхід Б та підхід В, де кожен з перерахованих методів, може виконуватись за різними способами та технологіями:

А. "Класична" схема, що включає на першому етапі робіт демонтаж бетонного та залізобетонного покриття. Така схема є простою у виконанні, з мінімальною кількістю спеціальних машин чи механізмів та не потребує залучення робітників високої кваліфікації. Проте може характеризуватись збільшеним обсягом робіт, оскільки відповідає технології влаштування підготовки та покриття як при новому будівництві на незабудованих ділянках:

А.1 повний демонтаж покриття по всій площі; виїмка та повторне укладання ґрунтової підготовки на ділянках пошкодженого покриття; відновлення бетонного та залізобетонного покриття;

А.2 частковий демонтаж покриття на ділянках, де пошкодження покриття мають найбільш несприятливий характер, далі – за п. А.1;

Б. Відновлення покриття та покращення ґрунтової основи без демонтажу самого покриття. Спочатку ліквідовуються порожнини та пустоти (способами Б.1...Б.5, наведеним нижче), а потім відбувається ремонт самого покриття на локальних ділянках. Цей спосіб значно складніший відносно підходу А, потребує наявності складного технологічного обладнання та кваліфікованих виконавців вузьких спеціальностей. Ці роботи виконуються організаціями, які мають відповідний досвід підсилення основ:

Б.1 заливка пустот під покриттям сумішшю води, піщаного ґрунту та добавками рідкого скла (так зване "замивання" пустот);

Б.2 засипання пустот та порожнин під покриттям місцевим ґрунтом з додатковим його ущільненням (трамбівками ударної дії,

віброплитами тощо);

Б.3 заливка пустот та порожнин під покриттям будівельним розчином або легким бетоном, ремонт пошкоджених ділянок покриття;

Б.4 заповнення порожнин та пустот під покриттям сухими сумішами та/або їх втрамбування в основу (наприклад, пневмопробійником чи іншим механізмом подібної дії);

Б.5 ін'єктування ґрунтової основи складними сумішами на основі цементного розчину з рідким склом або композитними смолами.

В. Вирівнювання перекосів покриття, підійом окремих ділянок плит з подальшим заповненням порожнин та пустот. Спочатку за допомогою домкратів вирівнюються та тимчасово закріплюються ділянки покриття, що зазнали прогинів; потім – ін'єктування порожнин та пустот за способами, наведеними у п. Б.1, Б.3, Б.5.

Для підходів Б та В спільним є необхідність влаштування нового покриття на ділянках ремонту, а також відновлення поверхневого шару покриття.

Серед наведених способів та технологій на цьому майданчику був використаний комбінований підхід [7]:

- демонтувалися ділянки покриття, де воно було зруйноване чи мало провали (для збірних залізобетонних плит обрізалися зламані уламки та оголена арматура);

- для провалів, глибиною більше 0.5 м використовувався спосіб замивання пустот сумішшю води, піщаного ґрунту та рідкого скла у співвідношенні 2.5:1:0.002. Рідке скло використане для швидкого осідання та тужавіння суміші. Мала концентрація рідкого скла не передбачає утворення міцних цементацийних зв'язків між частками піску та оточуючого ґрунту. Для швидкого розрівнювання при укладанні суміші використовувалися глибинні вібратори. Час осідання та початок тужавіння такого розчину становить 2...3 хв. Швидкий процес тужавіння та невелика кількість води забезпечувала недопущення додаткового замочування лесової основи;

- для ділянок, де пошкодження мали

значно меншу площу, або ж фіксувались лише викривлення поверхні покриття, використовувалось ін'єктування ґрунтової підготовки складними сумішами цементного розчину з рідким склом. Точки ін'єктування влаштовувались із кроком $2.0 \times 2.0 \dots 4.0 \times 4.0$ м на глибину $2.0 \dots 3.0$ м через попередньо просвердлені отвори в тилі покриття;

Відновлення, ремонт чи заміна конструкції покриття не розглядаються.

ПРОВЕДЕННЯ ГЕОТЕХНІЧНОГО КОНТРОЛЮ ЯКОСТІ ВИКОНАНИХ РОБІТ З ПІДСИЛЕННЯ ОСНОВИ.

За вимогами норм [2] в кожній зоні влаштовано по два контрольних шурфи, що є основним способом контролю закріплених ін'єкцією ґрунтів з метою візуального опису зони закріплення та відбору зразків закріпленого ґрунту для подальших випробувань у лабораторії. Додатковою вимогою є використання статичного або динамічного зондування для визначення контуру закріпленого ґрунту (в плані та за глибиною) чи виконання геофізичних досліджень.

Для забезпечення надійного охоплення всієї площі закріпленої території, були використати прискорені методи контролю якості нового геотехнічного масиву:

DPM (Dynamic Probing Medium) – метод динамічного зондування середнім зондом: дозволяє виконати контроль ґрунтової товщі по всій глибині ущільнення, що виконувалось способом замивання;

LDW (Light Drop-Weight Test) – метод падаючого легкого вантажу за вимогами *TP BF-StB. Part B 8.3* [8]: дає змогу отримати параметр динамічного модуля пружності E_{vd} на поверхні ущільненого (чи закріпленого) шару.

Для методу *LDW* є вказівки щодо критерію достатності ущільнення: залежно від виду ґрунту та конструкції, де відбувається контроль, приймається відповідна мінімальна величина динамічного модуля пружності E_{vd} . Проте, для методу динамічного зондування є потреба виконання попередніх робіт для тарування результатів, отри-

маних при випробуваннях. Тому за результатами випробувань зразків, відібраних із шурфів були складені такі тарувальні залежності:

- "кількість ударів зонда для його заглиблення на 10 см – щільність сухого ґрунту": застосовується для контролю по глибині ділянок замивання пустот та промоїн сумішшю з піску, води та рідкого скла. Залежність встановлена шляхом відбору проб до глибини 0.8 м від ущільненої поверхні методом ріжучих кілець (з визначенням вологості та щільності сухого ґрунту) та виконанням динамічного зондування максимального близько до відібраних проб;

- "кількість ударів зонда для його заглиблення на 10 см – міцність закріпленої основи на одновісний стиск": використовується для контролю по глибині ділянок ін'єктування сумішшю цементного розчину та рідкого скла. Залежність встановлена шляхом виконання динамічного зондування та вибурювання проб (керна) до глибини 0.5 м від закріпленої поверхні з подальшим визначенням межі міцності на стик зразків у прес-машині.

Контроль закріпленої основи, з врахуванням отриманих кореляційних залежностей, виконувався через 28...35 діб після завершення замивання чи ін'єктування ґрунту. За цими даними встановлено наступне:

1). Ділянки замивання ґрунту:

- стан замитого ґрунту на всю глибину характеризується величиною щільності сухого ґрунту $\rho_d = 1.47 \dots 1.62$ г/см³. Найменші значення відповідають інтервалу глибин 0.1...0.2 м, де $\rho_d = 1.47 \dots 1.51$ г/см³. Після їх вибраковування, середнє значення становить $\rho_d = 1.58$ г/см³, що за станом відносить підготовлену основу до "середньої щільності";

- із дванадцяти намічених, вдалось відібрати сім кернів, у кожному з яких в інтервалі глибин 0.0...0.15 м відбулось руйнування структури зразків (як на нашу думку, за рахунок малого вмісту в суміші рідкого скла, а також від дії води, що подавалась для охолодження ріжучої коронки). Для фрагментів кернів, що зберігали свою структурну міцність та не були зруйновані,

визначена межа міцності на стиск становить: $R_c = 0.1 \dots 0.7$ МПа. Така нерівномірність пов'язана із якістю перемішування ґрунтової суміші та рідкого скла;

- динамічний модуль пружності поверхневої частини замитого шару складає $E_{vd} = 18.5 \dots 56.0$ МПа при середньому значенні $E_{vd} = 28.4$ МПа.

- Отже, за визначеннями за різними методиками стан ущільненого ґрунту, що влаштований методом замивання оцінюється як "середньої щільності".

2) *ін'єктування ґрунтової підготовки сумішами цементного розчину з рідким склом:*

Основний метод контролю – зондування *DPM*. Отриманими даними було виявлено, що прийнятий проектом крок ін'єктування (від 2 до 4 м у кожному напрямку) на ділянках деформованого покриття не забезпечує створення якісної основи з надійними характеристиками в плані. Тому після виконаної оцінки отриманих результатів, було прийнято рішення про зменшення кроку ін'єктування до чарунок розмірами $0.6 \dots 0.8 \times 0.6 \dots 0.8$ м.

Повторний контроль *DPM* виконувався через 28...30 діб після завершення ін'єктування. Встановлено наступне:

- глибина зони закріпленого ґрунту відповідає проекту;
- радіус закріпленого масиву в кожній точці ін'єктування складає $0.20 \dots 0.35$ м, що дещо менше кроку чарунки ін'єктування;
- міцність закріпленого ґрунту (R_c) зменшується в напрямку від 2.7 МПа в центрі стовбура ін'єктування до $0.25 \dots 0.40$ МПа на периферії зони закріплення.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Для територій виробничо-промислової забудови вимоги чинних норм в частині виконання підготовки під внутрішнє дворове покриття недостатні для його надійної експлуатації. Тому необхідно передбачати заходи щодо зменшення ризиків деформацій на різних етапах життєвого циклу об'єкта:

- *стадія початку будівництва.* Тут ва-

жливо враховувати вимоги нормативних документів, що стосуються ущільнення ґрунтів, водовідведення, інших аспектів будівництва та відносяться до різних розділів проекту (наприклад, вимоги для влаштування ґрунтової основи автомобільних доріг не корелюються з вимогами щодо влаштування промислових підлог складських будівель). Тому у такому випадку слід оцінювати можливі ризики, які можуть виникнути як внаслідок прогалин у нормах, так і за рахунок виробничого браку (наприклад, недотримання технології підготовки ґрунтової основи) чи економії коштів;

- *стадія експлуатації об'єкта.* Регулярний моніторинг стану території дозволяє своєчасно виявляти проблеми, які можуть призвести до деформацій. Це включає контроль за станом покриття, систем відведення атмосферних опадів, а також регулярну перевірку стану покриття на предмет виявлення можливих дефектів;

- *стадія реконструкції (підсилення).* На цьому етапі важливо не тільки усунути виявлені дефекти, але й вжити заходів для запобігання їх повторній появі. Це може включати вибір методів підсилення та закріплення основи, а також коригування планування території та ін.

- Рекомендується використовувати комбіновані методи відновлення стану ґрунтової основи та використовувати максимально автоматизовані та механізовані методи контролю її якості.

ЛІТЕРАТУРА

1. Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд: ДСТУ-Н Б В. 1.1-39:2016. - [Чинний від 2017-04-01] – К.: ДП "Укрархбудінформ". — 2017. — IV, 66 с.
2. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та фундаментів (СНиП 3.02.01-83): ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. – [Чинний від 2014-01-01] – К.: Мінрегіон України —2013 — 88 с.
3. Малишев О. Інженерна підготовка території в умовах залягання слабого ґрунту. / О. Малишев, А. Ращенко, Т. Диптан // *Основи та фундаменти*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 101-110.

- <https://doi.org/10.32347/0475-1132.43.2021.101-110>
- Носенко В. Ідентифікація параметрів міцності ґрунтів для оцінки стійкості зсувного схилу. / В. Носенко, Т. Диптан, Д. Нечипоренко // *основи та фундаменти*. – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С. 17-27. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.17-27>
 - Басараб В. Методика вибору комплексу засобів ущільнення ґрунту пазах котлованів і траншей за технічною ознакою. / В. Басараб, І. Уманець, Л. Саушева. // *Основи та фундаменти*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 67-78. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.43.2021.67-78>.
 - Комплекс протиаварійних робіт в зоні споруди приймального пристрою зерна з автотранспорту на два проїзди (замивання піском порожнин, підсилення основ фундаментів, підсилення основ під дорожнім покриттям, підсилення основ під вимощенням, гідроізоляційні роботи завальної ями) за адресою: Кіровоградська обл., Новогородківський р-н, с. Куцівка, вул. Привокзальна, 14. Геотехнічні роботи. Динамічне зондування ґрунтів. Приймальний контроль. 020721.Fin-B. ФОП "Язвінський О.В.". 2021.
 - Комплекс протиаварійних робіт в зоні споруди приймального пристрою зерна з автотранспорту на два проїзди (замивання піском порожнин, підсилення основ фундаментів, підсилення основ під дорожнім покриттям, підсилення основ під вимощенням, гідроізоляційні роботи завальної ями) за адресою: Кіровоградська обл., Новогородківський р-н., с. Куцівка, вул. Привокзальна 14. Технічне рішення. ТОВ "Експрес технології ін'єктування". 2021.
 - Technical testing regulations for soil and rock in road construction. TP BF-StB. Part B 8.3. Dynamic Plate Load Testing with the Light Drop-Weight Tester. / Wolfram K u d l a Freiberg — Köln, Germany: Wesselingер Straße, 2012. — 14 p. ISBN 978-3-86446-036-4.
 - Дослідження та випробування геотехнічні. Частина 2. Польове випробування динамічним зондуванням (ISO 22476-2:2005, IDT). ДСТУ ISO 22476-2:2008. [Чинний від 2010-01-01]. ДП "УкрНДЦ", – 2018. – 23 с.
 - EN 1997-2. European standard. Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing. Brussels – 2007. – 195 p.
 - Nastanova shchodo inzhenernoi pidhotovky gruntovoi osnovy budivel i sporud: DSTU-N B V. 1.1-39:2016. (2016) Kyiv: SE "Ukrakhbudinform", 66 (in Ukrainian).
 - Nastanova shchodo provedennia zemlianykh robot, ulashtuvannia osnov ta fundamentiv (SNyP 3.02.01-83): DSTU-N B V.2.1-28:2013. (2013). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 88 (in Ukrainian).
 - Malyshev, O., Rashchenko, A., Dyptan, T. (2021). Inzhenerna pidhotovka terytoriyi v umovakh ukladannya m'yakoho ґрунту. [Engineering preparation of the territory in conditions of laying soft soil]. *Osnovu i fundamentey: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 43, 101-110 (in Ukrainian).
 - Nosenko, V., Dyptan, T., & Nechyporenko, D. (2023). Vyznachennya pokaznykiv mitsnosti ґрунту dlya otsinky stiykosti skhyly kovzannya. [Identification of soil strength parameters for assessing stability of a sliding slope]. *Osnovu i fundamentey: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 49, 17-27 (in Ukrainian).
 - Basarab, V., Umanets, I., & Sausheva, L. (2021). Metodyka vyboru kompleksu zasobiv dlya ushchil'nennya ґруntiv pazukh kotlovaniv i transhey na tekhnichnyi osnovi. [Methods of choosing a set of means for compacting the soils of the sinuses of ditches and trenches on a technical basis]. *Osnovu i fundamentey: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 43, 67-78 (in Ukrainian).
 - Kompleks protyavariynykh robot v zoni sporudy pryymal'noho prystroyu zerna z avtotransportu na dva proyizdy (zamyvannya piskom poverkhnivykh, pidsylennya osnov fundamentiv, pidsylennya osnov pid dorozhnim pok-ryttyam, pidsylennya osnov pid vymoshchennyam, hidroizolyatsiyni roboty zaval'nymy yamy) za adresoyu: Kirovohrads'ka obl., Novohorodkivs'kyi r-n, s. Kutsivka, vul. Pryvokzal'na, 14. [A complex of emergency works in the area of construction of a grain receiving device from motor vehicles for two passes (sand washing of the surface, strengthening of the foundation bases, strengthening of the foundations under the road surface, strengthening of the foundations under the paving, waterproofing works with backfill pits) at the address: Kirovohrad region., Novohorodkivskyi district, village Kutsivka, str. Privokzalna, 14]. *Geotechnical works. Dynamic probing of soils. Acceptance control*.

020721. *Fin-V*. FOP Yazvinsky O.V. 2021. (in Ukrainian).
7. Kompleks protyavariynykh robot v zoni sporudy pryymal'noho prystroyu zerna z avtotransportu na dva proyizdy (zamyvannya piskom porozhnyyn, pidsylennya osnov funda-mentiv, pidsylennya osnov pid dorozhnim pok-ryttyam, pidsylennya osnov pid vymoshchennyam, hidroizolyatsiyni roboty zaval'noyi yamy) za adresoyu: Kirovohrads'ka obl., Novhorodkivs'kyi r-n., s.Kutsivka, vul.Pryvokzal'na. [A complex of emergency works in the area of the construction of a grain receiving device from motor vehicles for two passes (sanding of cavities, strengthening of the foundation bases, strengthening of the foundations under the road surface, strengthening of the foundations under the paving, waterproofing works of the backfill pit) at the address: Kirovohrad region, Novgorodkiv district, Kutsivka village, Pryvokzalna street 14]. *Technical solution. "Express injection technologies" LLC.* — 2021. (in Ukrainian).
 8. Technical testing regulations for soil and rock in road construction. TP BF-StB. Part B 8.3. Dynamic Plate Load Testing with the Light Drop-Weight Tester. (2012). Köln: Wesseling Straße, 14.
 9. Doslidzhennia ta vyprovuvannia heotekhnichni. Chastyna 2. Polove vyprovuvannia dynamichnym zonduvanniam (ISO 22476-2:2005, IDT). DSTU ISO 22476-2:2008. (2008) Kyiv: DP "UkrNDTs", 23 (in Ukrainian).
 10. EN 1997-2. European standard. Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing. (2007) Brussels, 195

Strengthening of the soil base - preparation for the road surface of the existing enterprise

*Andrii RASHCHENKO,
Tetiana DYPTAN*

Summary. The issue of constructing new and restoring existing complexes for the storage and processing of agricultural products, as well as logistics complexes, holds significant importance in today's conditions as an integral component of ensuring the normal functioning of our economy. Historically, in Ukraine, when developing regulatory documents, the primary requirements were outlined for the design and construction of civil and industrial buildings and structures: residential and administrative buildings, industrial facilities, and objects of transport, energy, and critical infra-

structure. These requirements are based on ensuring strength, reliability, durability, safety, and cost-effectiveness.

For projects involving the construction of logistics complexes or agricultural facilities, the regulatory documents in Ukraine contain significantly fewer detailed instructions and requirements [1, 2]. Therefore, when implementing this class of projects, design solutions are often based on requirements outlined in construction regulatory documents from other countries, such as Eurocodes (EN) [10], British Standards (BS), or the standards of the United States (ASTM), where considerable experience has already been accumulated in the reliable operation of such facilities.

The issue of requirements for the engineering preparation of territories for industrial or agricultural projects during the development of comprehensive building plans is not sufficiently covered in national regulatory documents that establish requirements for the calculation of building structures, road construction, or comprehensive territory planning – these documents are too general and lack the necessary detailed information or clear requirements for the application of reliable design solutions.

As a result, there are often cases where deformations of the surrounding surface and access roads to these facilities significantly complicate and/or render their normal operation impossible.

This article focuses on the study of soil preparation as the foundation for access roads for a group of buildings and structures in a grain storage complex: assessing the condition of the foundation during the operation of the complex; identifying the causes of significant deformations; selecting methods for strengthening and stabilizing the foundation; and geotechnical quality control of the performed foundation strengthening work.

Key words: soil foundation, non-uniform deformations of the foundation, geotechnical control, reinforcement of the foundation, soil washing, soil injection, dynamic soil probing.

Влаштування штучної основи промислових підлог

Олег МАЛИШЕВ¹, Антон МИРОШНИЧЕНКО²,

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

¹malyshev.ov@knuba.edu.ua/0000-0002-2804-6217

²miroshnychenko_ao-2022@knuba.edu.ua/0009-0000-8657-538X,

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.129-138

Анотація. Влаштування штучних основ під промислові будівлі та конструкції (промислові підлоги) набуває все більшої актуальності в сучасному будівництві, оскільки зменшується кількість вільних ділянок під забудову, до того ж для забезпечення безперервної та ефективної експлуатації інфраструктурних об'єктів у містах складські будівлі розміщуються на їх околицях або на ділянках поряд з ним, що характеризуються складними інженерно-геологічними та гідрогеологічними умовами. При цьому, в більшості випадків, для якісного влаштування штучної основи має забезпечити довговічність, міцність та стійкість конструкції.

При підготовці майданчика та влаштуванні штучної основи необхідно враховувати такі важливі фактори, як вид ґрунту, його фізико-механічні та деформаційні показники, рівень ґрунтових вод, очікуване навантаження на підлогу та тип покриття підлоги. Дотримання вимог нормативно-технічної документації, використання якісних матеріалів і професійне виконання робіт є критичними для успішного будівництва промислових підлог.

В рамках дослідження було виконано огляд та детальний опис процесу влаштування штучної основи під промислові підлоги на прикладі реального будівництва, складського комплексу площею 35 000 м² в південно – західній околиці міста Києва.

В статті висвітлюється, що процес влаштування основи включав два основних етапи: підготовку майданчика, створення штучних та підготовку природніх шарів, що використовуються в якості основи під промислову підлогу.

Підготовка майданчика охоплює очищення та планування території, зняття та вивезення родючого шару ґрунту, проведення інженерно-



Олег МАЛИШЕВ
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Антон МИРОШНИЧЕНКО
аспірант кафедри
геотехніки

геологічних досліджень та здійснення заходів інженерного захисту території.

Етап влаштування та підготовки штучної основи включав в себе ущільнення існуючих шарів ґрунту, створення нових штучних шарів основи та їх механічне ущільнення в поєднанні з їх армуванням шарів за допомогою геосинтетичних матеріалів в якості яких було використано георешітки.

Це дослідження підкреслює важливість комплексного підходу до підготовки майданчика

та влаштування штучної основи, що дозволяє забезпечити надійну та тривалу експлуатацію промислових підлог, мінімізуючи ризики деформацій та пошкоджень.

Ключові слова. Штучна основа, промислова підлога, ущільнення ґрунту, деформації, георешітка.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У зв'язку з інтенсивною забудовою і відповідним зменшенням вільних ділянок,

придатних для використання під будівництво, виникає одна з тенденцій сучасного будівництва – освоєння та використання нових територій, які раніше вважалися непридатними для зведення будівель та споруд у зв'язку з технічними складнощами, у тому числі території зі складними інженерно-геологічними й гідрогеологічними умовами.

Процес підготовки та контролю якості штучної основи під промислову підлогу необхідно вдосконалювати для забезпечення високої міцності, стійкості до деформацій, а також відповідності всім нормативним вимогам і стандартам якості, оскільки більшість методів є застарілими.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В нашій країні більшість майданчиків, які використовуються під забудову, характеризуються слабкими ґрунтами (водонасичені, замулені, заторфовані, з органічними включеннями). На таких територіях необхідно виконувати інженерний захист та підготовку територій та в разі необхідності влаштувати штучні основи. Аналіз публікацій минулих років дозволяє зробити висновки, проаналізувати нормативну документацію, та оглянути світовий досвід влаштування штучних основ:

- при влаштуванні штучних основ на територіях з складними гідрогеологічними умовами рекомендовано влаштувати дренажні системи [1];
- в настанові [6] представлено мету та доцільність виконання інженерного захисту з рекомендаціями для оновлення та втілення нової нормативної документації;
- колективом авторів [9, 10] проаналізовано сучасні проблеми створення штучних основ з ущільненням ґрунту та будівництві на них. Викладено результати геотехнічного моніторингу влаштування штучних основ, методика та результати польових і лабораторних досліджень геотехнічних властивостей ущільнених ґрунтів. Також в даній літературі показані приклади

світового досвіду влаштування штучних основ;

- у статті [11] наведено основні положення та приклад розрахунку посилення слабкої основи геосинтетичними матеріалами, встановлені вимоги до матеріалів для армування та приведено приклади конструктивних рішень для збільшення несучої здатності ґрунтової основи;
- в нормативній документації [12] описано використання геосинтетичних матеріалів в дорожньому будівництві для збільшення несучої здатності основи, дані норми можна використовувати і при влаштуванні штучних основ та насипів під промислові підлоги;
- в статті проаналізовано світовий досвід проектування та зведення штучних масивів, наведені конкретні приклади створених штучних насипів [13];
- в даній публікації приведено аналіз влаштування подушок при наявності слабких ґрунтів [14];

МЕТА РОБОТИ

Метою даної роботи є: аналіз інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов дослідного майданчика, встановлення оптимальних параметрів штучної основи, показати особливості підготовки природної та влаштування штучної основи під підлогу складської споруди.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідний майданчик знаходиться в південно – західній частині міста Києва.

На даному майданчику передбачається розміщення одноповерхового багатофункціонального логістично-складського комплексу площею 35 000 м² з повним несучими каркасом, висотою 13,2 м.

Умови експлуатації даної будівлі передбачають складування та зберігання важких, легких товарів та палет, використання важкої техніки (навантажувачів, електрокарів) з високою інтенсивністю руху. Це створює значні

вертикальні рівномірно - розподілені, від 20 кН/м² до 30 кН/м² та точкові навантаження на підлогу, від 52 кН до 98 кН. Температурний режим у приміщенні коливається від -27°C до +17°C залежно від зони складування, незалежно від пори року.

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ДОСЛІДНОГО МАЙДАНЧИКА

Для аналізу інженерно-геологічних умов майданчику будівництва та прийняття проектних рішень щодо фундаментів та ґрунтої основи під підлогу було проведено комплекс інженерно - геологічних вишукувань, що передбачав собою буріння 18-ти свердловин глибиною від 5 до 8 м, загальною довжиною 132,0 м.п., проведення польових досліджень ґрунтів методом статичного зондування, та лабораторних випробувань зразків ґрунту, відібраних при бурінні свердловин.

В геоморфологічному відношенні ділянка вишукувань відноситься до морено-зандрової рівнини та характеризується абсолютними відмітками поверхні землі 162,5-170,5 м.

Геологічна будова ділянки на досліджену глибину до 8 м складена відкладами четвертинного періоду.

Четвертинні відклади складені флювіогляціальними ґрунтами (пісками, супісками та суглинками). З денної поверхні ґрунти корінного залягання перекриті шаром рослинного ґрунту - супіском слабогумусованим. Потужність рослинного шару ґрунту місцями складає 0,8 м.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю водоносного горизонту, приуроченого до флювіогляціальних відкладів.

Частина ділянки вишукувань, розміром 36 x 108 м характеризується як підтоплена (в межах свердловин №№ 8-9).

Обумовлюється це наближенням цієї частини ділянки до заболоченої території. Крім того в окремі періоди року під час сніготанення та рясних атмосферних опадів можлива поява підземних вод типу «верховодка» в інших місцях на поверхні глинистих ґрунтів.

Підземні води, на період вишукувань, зафіксовані на глибинах 0,7-7,4 м, в межах абсолютних позначок 160,0 – 162,1 м.

Прогнозний рівень підвищення підземних вод на розрахунковий період можливий до 1,2 м вище рівня, зафіксованого під час вишукувань.

На основі проведених інженерно-геологічних досліджень в загальній товщі відкладів виділено 6 інженерно – геологічних елементів, а саме:

ІГЕ 1 – рослинний ґрунт (супісок темно – сірий, слабогумусований, твердий);

ІГЕ 2 – пісок бурувато – жовтий, жовтий (дрібний та середньої крупності, середньої щільності);

ІГЕ 3/3а – супісок бурувато-жовтий, бурий, з прошарками піску (3 – твердий; 3а – пластичний та текучий);

ІГЕ 4/4а – суглинок бурий, бурувато-сірий, сірувато бурий, з прошарками піску (4 – тугопластичний, 4а – м'якопластичний).

Характерний інженерно - геологічний розріз будівельного майданчика наведено на (рис. 1). В табл. 1 представлено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи.

Отже, на даному геологічному розрізі присутні 2 інженерно – геологічні елементи, з якими безпосередньо буде проводитися робота на будівельному майданчику, а саме: вивезення родючого шару ІГЕ 1 – рослинний ґрунт; ІГЕ 3/3а – (супісок бурувато- жовтий) буде використовуватися для влаштування основи під конструкцію промислової підлоги на відмітці +167,7 м.

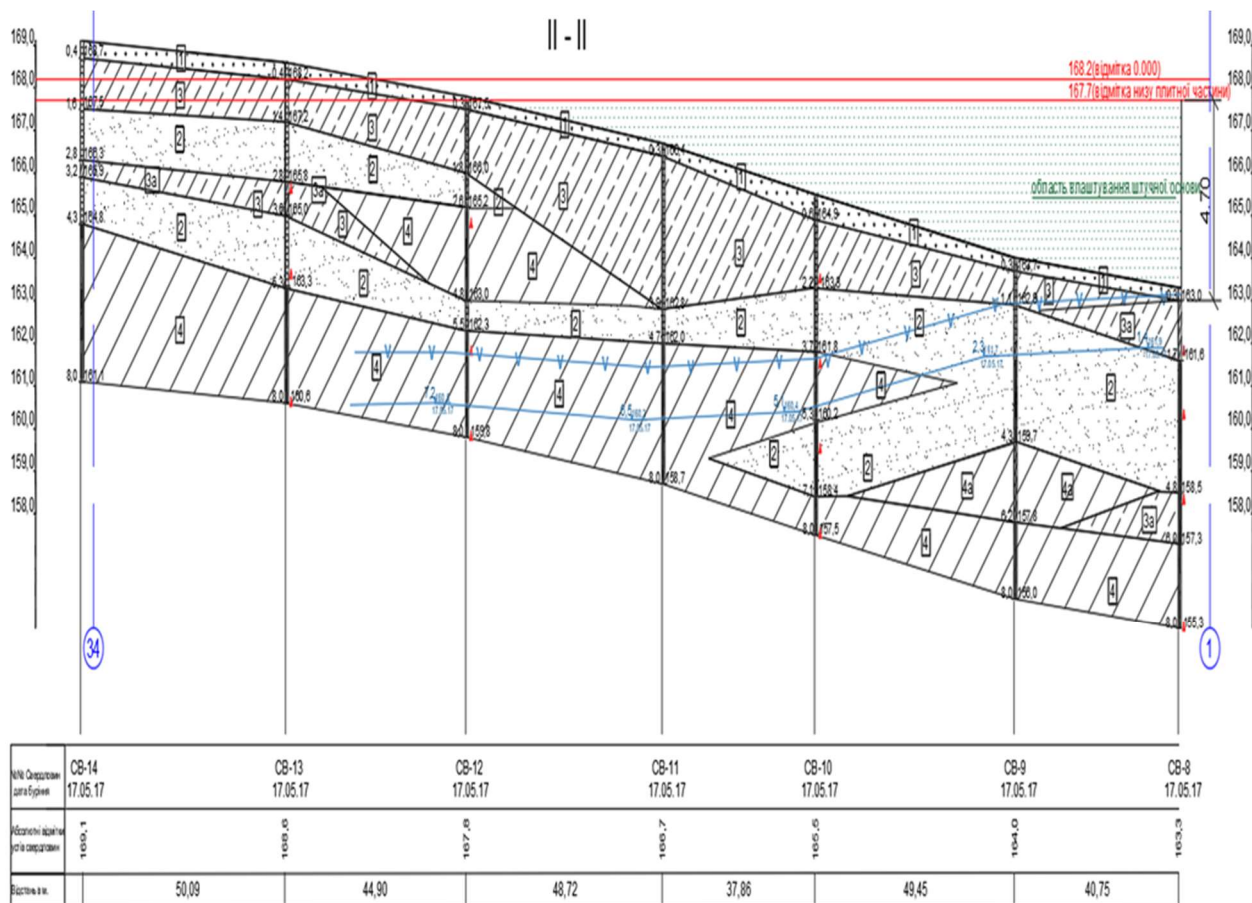


Рис.1. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва.

Fig. 1. Engineering and geological cross-section of the construction site.

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

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

Номер ПЕ	Нормативні значення							Розрахункові значення					
	Число пластичності	Коефіцієнт пористості	Модуль деформації, МПа	Коефіцієнт фільтр-трації м/добу	Щільність ґрунту, т/м ³	Питоме зчеплення, МПа	Кут внутрішнього тертя, градуси	Щільність ґрунту, т/м ³		Питоме зчеплення, МПа		Кут внутрішнього тертя, градуси	
	I _p	e	E	K _ф	ρ	c	φ	ρ ₂	ρ ₁	C ₂	C ₁	φ ₂	φ ₁
1					1,52			1,50	1,52				
2	<0,01	0,65	28	3-8	1,85	0,001	29	1,83	1,85	0,0007	0,001	26	29
3	0,05	0,65	14	0,5	1,70	0,020	22	1,68	1,70	0,013	0,020	19	22
3a	0,05	0,68	9	0,5	1,83	0,007	18	1,80	1,83	0,005	0,007	16	18
4	0,14	0,55	16	0,05	1,85	0,067	16	1,82	1,85	0,045	0,067	14	16
4a	0,14	0,57	10	0,05	1,97	0,028	12	1,94	1,97	0,019	0,028	10	12

ПІДГОТОВКА ОСНОВИ МАЙДАНЧИКА

Основи споруд повинні задовольняти вимоги: безпеки, міцності, стійкості, надійності, експлуатаційної придатності, довговічності (крім спеціально

обумовлених випадків для тимчасових споруд), а також додатковим вимогам, встановленим технічним завданням на проектування будівель та споруд [3]. Отже для досягнення даних характеристик, далі по тексті статті описано комплексні заходи

влаштування основи.

Одним із показників, що характеризує якість основи є модуль деформації E . Аналіз даних таблиці 1 для шару ІГЕ 2 свідчить про те, що найвищий показник модуля деформації E ґрунтів природнього залягання становить 28 МПа. Цей нормативний показник є задовільним і буде лише покращуватися в процесі влаштування штучного насипу. Підтвердженням даного показника є комплексні заходи, які включають лабораторні та польові методи досліджень [4,17].

Для контролю даного показника виконуються польові методи контролю за ущільненням (штампові, динамічні та статичні випробування та статичне зондування).

Після проведення вишукувань було прийнято рішення що в якості природної основи буде використовуватися ґрунт ІГЕ-3 – супісок бурувато-жовтий, бурий, з прошарками піску, а в якості штучної основи - річний або кар'єрний пісок середньої крупності.

Перед влаштуванням ґрунтової подушки під підлогу було проведено комплекс підготовчих робіт:

- на майданчику було виконано зняття родючого шару ґрунту ІГЕ 1 – рослинний ґрунт (супісок темно – сірий, слабогумусований), потужністю 0,8м та вивезення його за межі майданчика;

- після зняття родючого шару, виконувалось нівелювання плями забудови (рис.3), шляхом влаштування насипу із використанням місцевого ґрунту отриманого під час розробки траншей під фундаменти, а саме ІГЕ 2 – пісок бурувато – жовтий, жовтий (дрібний та середньої крупності, середньої щільності), та ІГЕ 3/3а – супісок бурувато - жовтий, бурий, з прошарками піску.

- на підтопленій частині майданчику було виконано інженерний захист території, а саме дренажну систему, для відведення ґрунтових вод та забезпечити неможливість підтоплення території, захисту будівлі та її конструкцій [5].

В літературних джерелах, також зазначають, що метою виконання інженерної підготовки території є покращення будівельних властивостей ґрунтового масиву, який сприймає навантаження від конструкцій будівлі (фундаментів, підлог, тощо), також дані дії повинні забезпечити запобігання підтоплення та затоплення території для забезпечення безперервних та нормальних умов праці на заболоченій місцевості [6].



Рис.3. Нівелювання площі майданчика.
Fig.3. Leveling of the site area.

ВЛАШТУВАННЯ ШТУЧНОЇ ОСНОВИ

Влаштування штучної основи (рис.4) відбувалося в два етапи.

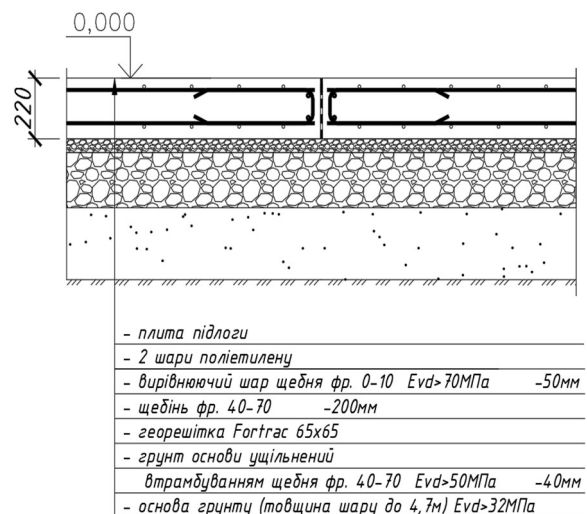


Рис.4. Склад основи під промислово підлогу.
Fig.4. Construction of the base for the industrial floor.

Першим етапом було досягнуто горизонтальне планування усієї площі плями забудови за рахунок підняття рівня ґрунтової основи на відмітку 167,7 м, потужністю від 1,5 - 4,7 м шляхом завезення та вкладання річного та кар'єрного піску середньої крупності. Пісок вкладався шарами товщиною 0,3-0,4 м, та пошарово ущільнювався комбінованим методом з використанням ручних вібротрамбівок (вагою 500 – 700 кг), в важкодоступних для важкої техніки місцях та віброкотків (вагою 25т) з гладкими та зубчастими вальцями. Ущільнення за допомогою котків з зубчастими вальцями забезпечило:

- за рахунок конструкції робочої поверхні та кулачків виконується рівномірне ущільнення та мінімальне руйнування поверхні ґрунту по ширині захвату котка на максимальну глибину;
- руйнування великих грудок в зоні проходу котка;
- зменшення кількості проходів котка для забезпечення необхідної рівномірності ущільнення [7].

Котками з гладкими вальцями ущільнювали ґрунт на завершальній стадії ущільнення, тобто вже безпосередньо виконували повторні проходки після котка з зубчастими вальцями по кожному шару насипу.

Другий етап підготовки основи під промислову підлогу включав влаштування додаткових шарів між влаштованою піщаною основою та плитною частиною з використанням геосинтетичного матеріалу:

- в ущільнену насипну частину вдавлювався шар щебню з фракцією 40-70 мм на потужність 0,1 м;
- наступним етапом виконувалось вкладання георешітки, в повздовжньому напрямку будівлі, з чарункою 65x65 мм для зменшення деформації основи. Окремим розділом, далі по тексту, буде виконано огляд використання георешіток на об'єкті більш детально;
- на георешітку вкладався шар щебню, фракцією 40-70 мм, потужністю 0,2 м.

На (рис.5) наведено приклади влаштування основи.

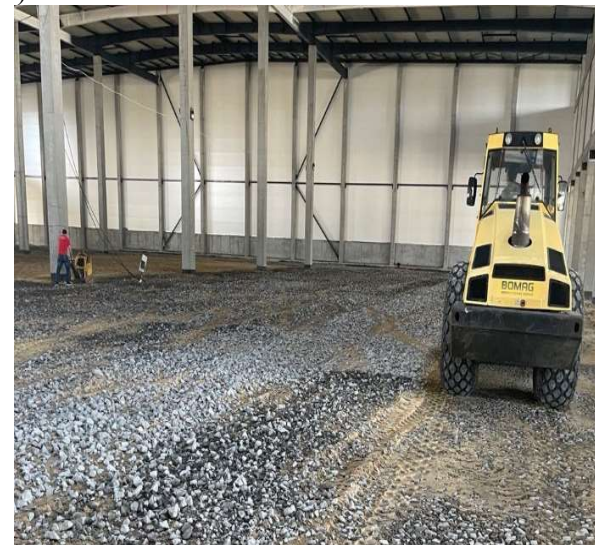
а)



б)



в)



d)



Рис.5. Влаштування піщаної основи товщиною від 1,5 – 4,7м: а – влаштування основи та її ущільнення котками з зубчастими вальцями; б – влаштування основи та її ущільнення котками з гладкими вальцями; с - втрамбування шару щебня в насипну частину; d - укладання та ущільнення щебенево – піщаної суміші, основного шару під промислову підлогу.

Fig.5. Arrangement of a sand base in thickness from 1.5 - 4.7 m: a - arrangement of the base and its compaction by rollers with toothed rollers; b – arrangement of the base and its compaction with rollers with smooth rollers; c - tamping of the crushed stone layer into the bulk part; d - laying and compacting the gravel-sand mixture, the main layer under the industrial floor.

На (рис.6) показано результат влаштованої основи.



Рис.6. Приклад влаштованої основи під промислову підлогу.

Fig.6. An example of an arranged base for an industrial floor.

ОСОБЛИВОСТІ ВЛАШТУВАННЯ АРМУЮЧИХ ГЕОСЕНТЕТИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПІЩАНОЇ ПОДУШКИ

Також на даному майданчику було передбачено влаштування георешітки, з чарункою 65х65 мм та її закріплення до основи. Після зведення насипу проектом передбачено виконання армуючого шару, безпосередньо перед влаштуванням щебенево – піщаної основи під підлоги, [11, 12] з полівінілалкогольних (PVA) та поліестерових (PET) тканих геограток, що в поєднанні з розділяючими, підсилюючими та фільтруючими властивостями термічно скріпленого геотекстилю (тканих геограток) забезпечить стабільну роботу земляного полотна, рівномірне осідання. Отже на будівельному майданчику було реалізовані наступні заходи:

- на влаштовану основу з піску середньої крупності з пошаровим ущільненням по 0,3...0,5 м, на глибині 0,47 м від відмітки 0,000 (верх підлоги) влаштовано 1 шар армуючих і підсилюючих георешіток. Шар тканих геограток Fortrac MT 65/65 із PVA, з міцністю на розтяг (вздовж/ поперек) 65/65 кН/м та з відносним видовженням (вздовж/поперек) $6\pm 2\%$. На рис.7 показано приклад укладання георешіток;

- ширина армованої зони – 108 м на відстань всієї будови 396 м, з напуском між собою на 0,3 м та наступним кріпленням до основи металевими скобами;

- над шаром георешіток влаштовано шар щебеню, фракцією 40-70 потужністю 0,20 м.

- наступний шар, влаштовано з метою вирівнювання площі, з використанням щебеню фракції 0 – 10, потужністю 0,05 м.

Використання геосинтетичних матеріалів при будівництві складського комплексу дозволило вирішити такі питання:

- забезпечити рівномірність осідання насипу (під плитну частину підлоги);

- забезпечити стійкості та несучої здатності підлоги;

- забезпечення безперебійної роботи.

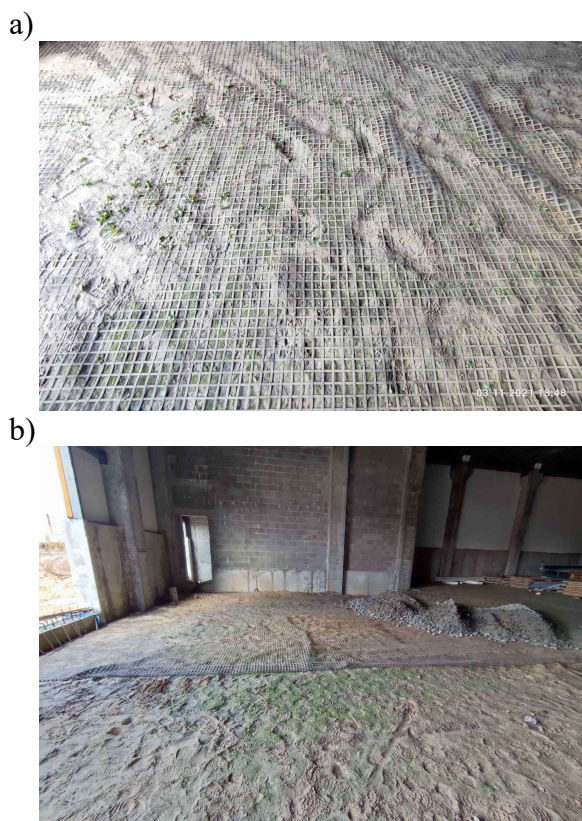


Рис.7. Вкладання георешітки, як армуючого шару для зменшення деформацій: а – укладання георешітки на підготовлену основу; б – укладання щебенево – піщаної суміші по шару георешітки.

Fig.7. Laying the geogrid as a reinforcing layer to reduce deformations: a – laying the geogrid on the prepared base; b – laying of crushed stone-sand mixture along the geogrid layer.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Встановлено, що в геоморфологічному відношенні ділянка вишукувань відноситься до морено-зандрової рівнини з перепадом висот до 8 м.

2. Виявлено, що західна частина ділянки, за рахунок її розміщення на відстані 6-8 м від русла річки Нивка, є заболоченою та характеризується високим рівнем ґрунтових вод, які знаходяться на глибині 0.3-1,1 м.

3. За рахунок перепаду висот в 8 м вздовж будівлі та високого рівня ґрунтових вод прийнято рішення щодо нівелювання поверхні майданчика шляхом влаштування ґрунтової подушки потужністю до 4.7 м із річного піску середньої крупності – у

західній та зрізання ґрунту до 2 м у східній частині майданчика.

4. Встановлена необхідність влаштування дренажних систем для можливості забезпечення якісного виконання будівельних робіт із влаштування ґрунтової подушки та нормальної експлуатації будівлі.

5. Показано особливості влаштування штучної основи із використанням армуючих елементів – георешіток, які дозволяють забезпечити рівномірність осідання, підвищити стійкості та несучу здатність основи.

ЛІТЕРАТУРА

- Новиков М.Ф. Досвід проектування наміву територій під забудову на водопроникну та заторфовану основу / М.Ф. Новиков, А.Л. Спивак, Н.В. Вязова // *Основи и фундаменти*. – К.: КНУБА. – 1988. – Вип. 21. – С. 57–59.
- Інженерні вишукування для будівництва: ДБН А.2.1-1-2008. – [Чинний від 2008-01-07]. Київ: Національні стандарти України, 2008. – 75с.
- Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10-2018. – [Чинний від 2018-02-08]. – Київ: Мінрегіон України, 2018. – 42 с.
- Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності та деформативності: ДСТУ Б.В.2.1-7-2000. – [Чинний від 2001-03-01]. – Київ: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2001. – 81 с.
- Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення: ДБН В.1.1-25:2009. – [Чинний від 2010-01-01]. – Київ: Національні стандарти України, 2010. – 34с.
- Червінський Я.Й. Особливості розробки та новизна ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 «Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи споруд» / Я.Й. Червінський // *Будівельні конструкції*. – 2016. – Т. 83, №1 – С. 240–245.
- Артеменко, Д. Ю., Дарієнко, В. В. Обґрунтування конструкції ґрунтового кулачкового котка для ущільнення свіже підготовленого ґрунту / Д. Ю. Артеменко, В. В. Дарієнко // *Сучасний рух науки : матеріали IV Міжнар. наук.-практ. інтернет-конф., 6-*

7 груд. 2018 р., Дніпро. – Дніпро : WayScience, 2018. – С. 23–27.

8. Малишев О.В. Фактори, що впливають на роботу підлоги промислових будівель / О.В. Малишев, А.О. Мірошніченко // *Основи та фундаменти* – К.: КНУБА, – 2023 – Вип. 47 – С. 89–98. DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.
9. Швець В.Б., Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: підручник. / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, В.Г. Шаповал, С.В. Біда – Дніпропетровськ: «Пороги», 2012. – 197 с., іл.
10. Винников Ю.Л. Геотехнічні властивості штучних основ для об'єктів гірничо-збагачувального комплексу: монографія. / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2017. – 266 с.
11. Гамеляк І.П. Підвищення стійкості природної основи при подовженні штучної злітно-посадкової смуги міжнародного аеропорту «Львів» імені Данила Галицького / І.П. Гамеляк, А.В. Ніколайчук, Г.В. Журба // *Засновник та видавець: Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна.* – 2012. – С. 225-231.
12. Матеріали геосинтетичні в дорожньому будівництві: ДБН В.2.3-218-544:2008. – [Чинний від 01-01-2015]. Київ: Укравтодор, 2008. – 120 с.
13. Винников Ю.Л. Умови забезпечення тривалої міцності штучних ґрунтових масивів / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко, Р.М. Лопан // *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер. Галузеве машинобудування, будівництво.* – Полтава: ПНТУ – 2010. – Вип. 2. – С. 111–117.
14. Корнієнко М.В. Особливості влаштування ґрунтових подушок в сучасних умовах / М.В. Корнієнко, В.П. Голуб, А.М. Рашенко, Є.Ф. Тимошук // *Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб.* – Київ: НДІБК, – 2008. – Вип. 71, Т2 – С. 19–26.
15. Корнієнко М.В. Комплексна оцінка визначення модуля деформації ґрунту польовими та лабораторними методами / М.В. Корнієнко, О.В. Язвінський, С.В. Поклонський // *Будівельні конструкції: зб. наук. праць* – Київ: ДНДІБК – 2013. – Вип. 79. – С. 72–79.

REFERENCES

1. Novikov, M. F., Spivak, A. L., & Vyazova, N. V. (1988). Dosvid proektuvannya namivu teritorij pid zabudovu na vodoproniknu ta zatorfovanu osnovu [Experience in the design of washing areas for development on a water-permeable and peaty foundation]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchij naukovotekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 21, 57-59 (in Ukrainian).
2. Inzhenerni vyshukuvannya dlya budivnytstva: DBN A.2.1-1-2008. (2008). Kyiv: Natsional'ni standarty Ukrayiny, 75 (in Ukrainian).
3. Osnovy i fundamenti budivel' ta sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1-10-2018. (2018). Kyiv: Minrehion Ukrayiny, 42 (in Ukrainian).
4. Hrunty. Metody pol'ovoho vyznachennya kharakterystyk mitsnosti ta deformatyvnosti: DSTU B.V.2.1-7-2000. (2000) Kyiv: Derzhavnyy komitet budivnytstva, arkhitektury ta zhytlovoyi polityky Ukrayiny, 81 (in Ukrainian).
5. Inzhenernyy zakhyst terytoriy ta sporud vid pidtoplennya ta zatoplennya: DBN V.1.1-25:2009. (2009). Kyiv: Natsional'ni standarty Ukrayiny, 34 (in Ukrainian).
6. Chervinskyi Y. Y. (2016). Osoblivosti rozrobki ta novizna DSTU-N B V.1.1-39:2016 «Nastanova shodo inzhenernoyi pidgotovki gruntovoyi osnovi sporud» [Design features and novelty of DSTU-NB V.1.1-39:2016 "Instructions for the engineering preparation of the soil base of structures"]. *Building Constructions*, 83(1), 240-245. (in Ukrainian).
7. Artemenko, D. Yu., & Darienko, V. V. (2018). Obgruntuvannya konstruktsiyi gruntovogo kulachkovogo kotka dlya uschyl'nennya svezhe pidhotovlenogo gruntu [Justification of the design of a soil cam roller for compacting freshly prepared soil]. In *Suchasnyy rukh nauky: Proceedings of the IV International Scientific and Practical Online Conference, December 6–7, 2018, Dnipro* (pp. 23–27). Dnipro: WayScience. (In Ukrainian).
8. Malyshev, O.V., & Miroshnychenko, A.O. (2023). Faktori, sho vplivayut na robotu pidlogi promislovih budivel [Factors influencing the operation of floors of industrial buildings]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchij naukovotekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 47, 89-98 (in Ukrainian).

9. Shvets, V. B., Boyko, I. P., Vinnikov, Yu. L., Zotcenko, M. L., Petrakov, O. O., Shapoval, V. G., & Bida, S. V. (2012). *Gruntoznannia. Osnovy i pryntsyipy: Pidruchnyk* [Soil Science. Fundamentals and Principles: A Textbook]. Dnipropetrovsk: "Porohy". ISBN: 98-966-392-588-7 (in Ukrainian).
10. Vinnikov, Y. L., Kharchenko, M. O., Lopan, R. M., & Manzhaliy, S. M. (2017). *Geotechnical properties of artificial foundations for objects of the mining and beneficiation complex: Monograph* (p. 266, illustrations: 117, tables: 38; bibliography: 303 titles). Poltava: Yuriy Kondratyuk National Technical University. (in Ukrainian).
11. Hamelyak, I. P., Nikolaychuk, A. V., & Zhurba, G. V. (2012). Pidvishennya stijkosti prirodnoyi osnovi pri podovzhenni shtuchnoyi zlitno-posadkovoyi smugi mizhnarodnogo aeroportu «Lviv» imeni Danila Galickogo [Increasing the stability of the natural base during the extension of the artificial runway of the Lviv international airport named after Danylo Halytsky]. *Founder and publisher: Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after academician V. Lazaryan*, 225-231. (in Ukrainian).
12. Geosynthetic materials in road construction: DBN V.2.3-218-544:2008. (2008). Kyiv: Ukravtodor, 120 (in Ukrainian).
13. Vinnikov, Y. L. (2010). Umovi zabezpechennya trivaloyi micnosti shtuchnih gruntovih masiviv [Conditions for ensuring long-term strength of artificial soil massifs. Collection of Scientific]. *Papers of the Poltava National Technical University Named After Y. Kondratyuk. Series: Industrial Engineering, Construction*. Poltava: PNTU, 2, 111–117. (in Ukrainian).
14. Kornienko, M. V. (2008). Osoblivosti vlashtuvannya gruntovih podushok v suchasni umovah [Peculiarities of arrangement of soil cushions in modern conditions]. *Building Constructions: Interdepartmental Science and Technology Collection*. Kyiv: NDIBK, 71, T2, 19–26. (in Ukrainian).
15. Korniyenko, M. V., Yazvinskyi, O. V., & Poklonskyi, S. V. (2013). Kompleksna ocinka viznachennya modulya deformaciyi gruntu polovimi ta laboratornimi metodami [Comprehensive assessment of the determination of the soil deformation modulus by field and laboratory methods]. *Building Constructions: Collection of Scientific Works*. Kyiv: DNDIBK, 79, 72–79. (in Ukrainian).

Practical experience of installing an artificial base for industrial floors

Anton MIROSHNYCHENKO,
Oleg MALYSHEV

Summary. The installation of artificial foundations for industrial buildings and constructions (industrial floors) is becoming more and more relevant in modern construction, as the number of satisfactory sites for development is decreasing, territories with complex geological and hydrogeological conditions are increasingly being used. A high-quality installation of an artificial base should ensure the durability, strength and stability of the structure.

When preparing the site and arranging the artificial base, it is necessary to take into account such important factors as the type of soil, the level of groundwater, the expected load on the floor and the type of floor covering. Compliance with the requirements of regulatory and technical documentation, the use of quality materials and professional execution of work are critical for the successful construction of industrial floors.

As part of the study, an overview and detailed description of the process of installing an artificial base for industrial floors was carried out on the example of a real construction, a warehouse complex with an area of 35,000 m² in the southwestern outskirts of the city of Kyiv.

The article highlights that the foundation installation process includes two main stages: site preparation and creation of artificial foundation layers.

The preparation of the site includes cleaning and planning of the territory, removing and removing the fertile layer of soil, conducting engineering and geological studies and implementing measures for the engineering protection of the territory.

The arrangement of the artificial base includes the compaction of the existing soil layers, the creation of new artificial base layers and their mechanical compaction in combination with the reinforcement of the layers with geosynthetic materials (geogrids).

This study emphasizes the importance of a comprehensive approach to site preparation and artificial base installation, which allows for reliable and long-term operation of industrial floors, minimizing the risks of deformation and damage.

Key words. Artificial base, industrial flooring, site preparation, search, strength, resistance to deformation, durability, geogrid.

Особливості використання бурових паль малого діаметру для ефективного вирішення геотехнічних задач

Павло СОРОКА ¹

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹pavlo40@ukr.net, <https://orcid.org/0009-0003-8766-5442>

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.139-149

Анотація. Розглянуто особливості використання бурових паль малого діаметру в сучасному будівництві з акцентом на їх переваги та сфери застосування в специфічних умовах. Виділено два основних типи паль: монолітні, які характеризуються безперервним армуванням та заповненням бетоном або цементним розчином, і композитні, де основне навантаження сприймається армувальними елементами. Відзначено основні переваги бурових паль малого діаметру, серед яких можливість виконання робіт в обмежених просторах, зниження рівня шуму та вібрацій, різноманітність технологій буріння, можливість застосування в інженерно-геологічних умовах різної складності тощо.

Окрему увагу приділено сферам застосування бурових паль малого діаметру, включаючи влаштування нових фундаментів, підсилення існуючих конструкцій, закріплення ґрунтів та виконання протизсувних заходів. Розглянуто основні групи факторів, які можуть мати вплив на вибір бурових паль малого діаметру в якості основного рішення проектного рішення для різних сфер застосування, в тому числі:

- фізичні фактори (обмежений доступ, віддаленість місцевості, відстань паль до існуючих конструкцій);
- геологічні фактори (складні геологічні умови, схильність ґрунту до розрідження);
- фактори оточуючого середовища (чутливість до вібрації/шуму, небезпечні або забруднені ґрунти);
- необхідність пристосування до існуючих конструкцій;
- вимоги щодо додаткових осідань;
- економічні фактори.



Павло СОРОКА
аспірант кафедри
геотехніки.

Описані можливі обмеження у використанні бурових паль малого діаметру з точки зору їх конструктивних особливостей.

Розглянуто приклад ефективного практичного застосування бурових паль малого діаметру в стиснених умовах щільної міської забудови у безпосередній близькості до тунелів метрополітену з підвищеними вимогами щодо рівня вібрацій і шуму. Вирішено задачу щодо мінімізації осідань проектного житлово-офісного комплексу та впливу на оточуючі будівлі і споруди. Відповідність прийнятих проектних рішень було підтверджено за допомогою проведення натурних випробувань, а також за результатами виконання моніторингу осідань. Акцентовано увагу на необхідності подальшого вдосконалення проектних підходів та технологічних рішень для оптимізації ефективності бурових паль малого діаметру для вирішення геотехнічних задач.

Ключові слова. бурові палі малого діаметру, монолітні палі, композитні палі, випробування ґрунтів палями.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У сучасному будівництві зростає потреба в удосконаленні технологій влаштування фундаментів глибокого закладання, особливо в складних геологічних умовах та за

обмеженого простору. Поступове ущільнення міської забудови вимагає розробки нових технічних рішень, що забезпечать стабільність і довговічність будівель при мінімальному впливі на навколишнє середовище. Одним із таких рішень є використання бурових палів малого діаметру, які пропонують низку переваг у порівнянні з традиційними методами влаштування палів, що часто виявляються недостатньо ефективними або взагалі неприйнятними за певних обставин.

Таким чином, виникає потреба в розробці нових та удосконаленні існуючих підходів щодо проектування та влаштування бурових палів малого діаметру, які дозволять більш ефективно вирішувати складні геотехнічні задачі і відповідатимуть сучасним вимогам будівництва.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вивченню бурових палів малого діаметру присвячені роботи Гнатюка О. [1] Менеїлюка О. та Бічева І. [2], Брюс Д. та Джуран І. [3], Армор Т., Гронек П., Кілі Дж., [4] та Велауер Р. [6].

МЕТА РОБОТИ

Аналіз сучасних технологій влаштування бурових палів малого діаметру. Вивчення їхніх переваг та недоліків, а також визначення основних сфер застосування та розгляд прикладів практичної реалізації. Характеристика основних критеріїв для прийняття рішення стосовно використання бурових палів малого діаметру та можливі обмеження застосування.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

До бурових палів малого діаметру відносять, як правило, палі діаметром до 300 мм, які виконують шляхом влаштування свердловини з використанням бурового інстру-

менту та подальшим її заповненням бетоною сумішшю, цементно-піщаним або водо-цементним розчином.

Передача навантаження на оточуючий ґрунт досягається за допомогою заповнення бетоном або цементним розчином під тиском. Бурові палі малого діаметру за конструктивними особливостями можуть бути умовно поділені на 2 основних типи:

- палі монолітні, з безперервним поздовжнім сталевим армуванням і заповненням бетоном або цементним розчином. Мінімально можливий діаметр свердловини складає 150 мм за величини захисного шару від 30 до 45 мм в залежності від агресивності ґрунтових вод або ґрунтового середовища;

- композитні палі, в яких основне навантаження сприймається армувальним елементом, при цьому мінімальний діаметр складає 100 мм.

Серед основних переваг бурових палів малого діаметру порівняно з іншими типами палів слід відзначити:

- можливість влаштування в надзвичайно стиснених умовах завдяки використанню малогабаритної техніки;

- низький рівень шуму та вібрації в процесі влаштування;

- широкий спектр технологій буріння та бурового інструменту;

- швидке проходження будь-яких перешкод в ґрунті та твердих прошарків;

- виконання під будь-яким кутом нахилу до вертикалі;

- висока екологічність та низька матеріалоемність завдяки малому діаметру;

- можливість адаптування до необхідних експлуатаційних навантажень;

- можливість зміни довжини палів в складних інженерно-геологічних умовах;

- можливість секційного монтажу армування при обмеженій висоті;

- можливість підсилення конструкцій, які вже зазнали осідань;

- використання армування з антикорозійним захистом у агресивному середовищі.



Рис.1. Сфери застосування бурових паль малого діаметру
Fig.1. Small-diameter bored piles applications

СФЕРИ ЗАСТОСУВАННЯ ТА ПРИКЛАДИ РЕАЛІЗАЦІЇ

Бурові палі малого діаметру мають дві основні сфери застосування (див рис. 1):

- несучі конструкції, зокрема при влаштуванні нових чи підсиленні існуючих фундаментів, зведенні утримуючих конструкцій, а також при сейсмічній модернізації;

- закріплення, в тому числі при протизсувних заходах, зміцненні та підсиленні ґрунтів, мінімізації осідань, забезпеченні стійкості конструкцій.

При використанні в якості несучих

конструкцій бурові палі малого діаметру проектується для безпосереднього сприйняття прикладеного навантаження, тому, як правило, мають високу індивідуальну несучу здатність і розглядаються в якості альтернативи іншим типам паль.

Використання в якості закріплення передбачає переважно «армування» ґрунтового масиву палями малого діаметру, що забезпечує їх просторову роботу сумісно з «армованим» палями ґрунтовым масивом. В даному випадку висока індивідуальна несуча здатність частіше не має вирішального значення.

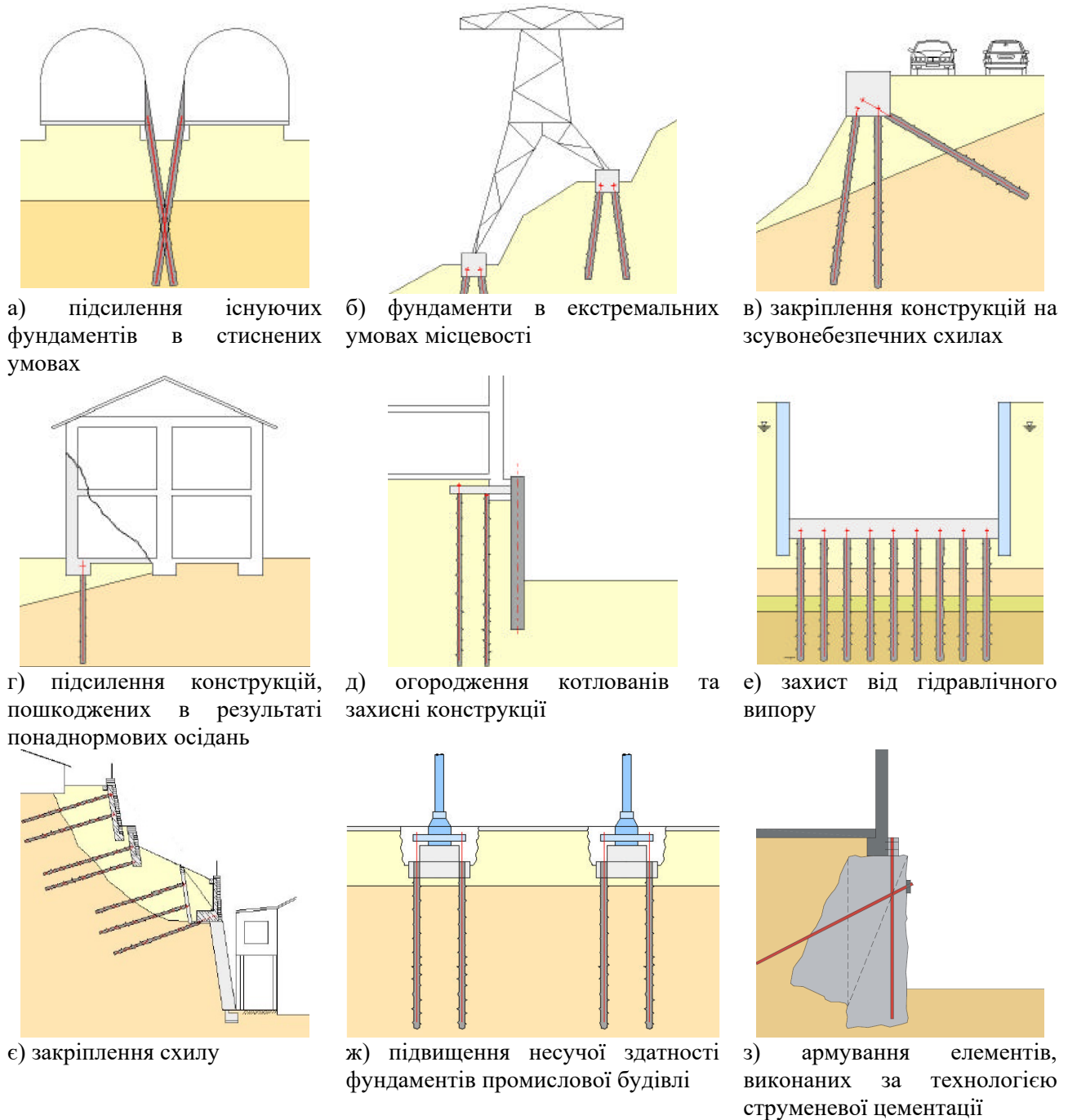


Рис.2. Приклади реалізації бурових палей малого діаметру
 Fig.2. Small-diameter bored piles application cases

ОСОБЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ

На вибір мікропалей для використання у якості несучих конструкцій або елементів закріплення можуть мати вплив один або сукупність нижчеперерахованих факторів:

- фізичні фактори (обмежений доступ, віддаленість місцевості, відстань палей до існуючих конструкцій);
- геологічні фактори (складні геологічні

- умови, схильність ґрунту до розрідження);
- фактори оточуючого середовища (чутливість до вібрації/шуму, небезпечні або забруднені ґрунти);
- необхідність пристосування до існуючих конструкцій;
- вимоги щодо обмеження осідань;
- можливі обмеження у використанні бурових палей малого діаметру;
- економічні фактори.

Більш детальний опис вказаних факторів та їх вплив на прийняття рішення при проектуванні наведені нижче.

ФІЗИЧНІ ФАКТОРИ

Бурові палі малого діаметру виконуються за допомогою малогабаритного бурового та ін'єкційного обладнання, маневреність та компактність якого дозволяє виконувати палі в стиснених, складних та іншим чином фізично обмежених робочих просторах. Ці палі стають найбільш оптимальним рішенням, коли вимогами проекту передбачається виконання робіт в зонах з низьким габаритом по висоті або в безпосередній близькості до існуючих стін, колон, фундаментів та інших конструкцій. Буріння та армування може здійснюватись в приміщеннях висотою 2м та на відстані 200мм до стін, що дає змогу виконувати роботи зокрема і на діючих підприємствах без перешкоджання їх основному виробничому процесу. Конструкція обладнання дозволяє також використовувати його на крутих схилах та в обмежених смугах відведення, де використання звичайного пального обладнання неможливе. Крім того, застосування малого діаметру значно спрощує влаштування палей у місцях проходження підземних комунікацій та розміщення заглиблених споруд. За умови дотримання технологій буріння та цементації негативний вплив влаштування палей на існуючі споруди та оточуючий ґрунт є мінімальним.

ГЕОЛОГІЧНІ ФАКТОРИ

Бурові палі малого діаметру можуть бути виконані в особливо складних, мінливих або непрогнозованих геологічних умовах. Широкий вибір доступних технологій буріння забезпечує проходження практично будь-яких типів ґрунтів, як скельних так і дисперсних, насипів та будівельного сміття, підземних перешкод та існуючих конструкцій.

Глибина та нахил палей також умовно необмежені для типових областей застосування палей. Практикою підтверджено успішне виконання палей в складних інженерно-геологічних умовах, зокрема: в вапняку з карстовими утвореннями (в тому числі заповненими водою), великоуламкових ґрунтах (валунних, гравійних та галечникових), при високому рівні ґрунтових вод, у насипних ґрунтах з високим вмістом будівельного сміття крупних фракцій тощо. Наявні технології буріння та ін'єктування дають змогу досягти високих значень бічного тертя навіть в слабких та нестійких ґрунтах.

ФАКТОРИ ОТОЧУЮЧОГО СЕРЕДОВИЩА

Технології влаштування бурових палей малого діаметру розроблені таким чином, щоб негативний вплив на ґрунт, існуючі конструкції та навколишнє середовище залишався мінімальним. Рішення стосовно застосування такого типу палей може бути вмотивованим у випадках, коли роботи повинні виконуватись поблизу конструкцій, чутливих до пошкоджень, спричинених вібрацією (наприклад, історичних будівель); на ділянках з ґрунтами, схильними до осідання внаслідок вібраційних впливів; а також у густонаселених районах, де перевищення допустимих показників щодо вібрації, шуму чи пилоутворення не допускається, а утилізація бурового шламу чи розчину є проблематичною. Використання легкого бурового обладнання в поєднанні з особливостями процесу буріння дозволяє виконувати палі на зсувних та зсувонебезпечних схилах у стані граничної рівноваги. Крім того, завдяки порівняно невеликим габаритним розмірам та вазі обладнання, його можна використовувати в болотистих місцевостях або районах з водонасиченими або слабкими поверхневими шарами ґрунтів без попереднього пониження рівня ґрунтових вод чи підготовки робочих майданчиків та з

мінімальним впливом на навколишнє середовище. Це має очевидні технічні та економічні переваги, особливо у випадку наявності забруднених ґрунтових вод та складності безпечної утилізації відходів. Також використання паль малого діаметру є виправданим у небезпечних і забруднених ґрунтах, оскільки об'єм бурового шламу, що утворюється в процесі влаштування, є порівняно невеликим та може бути локалізований без особливих ускладнень. Це значно знижує ризики забруднення поверхні та витрати на утилізацію чи переробку відходів. Для використання паль в хімічно агресивних водних чи ґрунтових умовах може бути відповідно підібрана рецептура ін'єктувальних сумішей із застосуванням спеціальних добавок для мінімізації чи нейтралізації впливу кислотних і корозійних середовищ. У випадку наявності забрудненого верхнього водоносного горизонту, розташованого над несучим шаром ґрунту, палі можуть бути виконані таким чином, щоб запобігти забрудненню нижче розташованих горизонтів ґрунтових вод.

НЕОБХІДНІСТЬ ПРИСТОСУВАННЯ ДО ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ

Бурові палі малого діаметру можуть бути виконані поруч з наявними палі в межах вже існуючого ростверку без збільшення його розмірів, що забезпечує додатковий опір фундаменту стискаючим, розтягуючим та моментним зусиллям, які виникають в результаті збільшення конструктивних навантажень. Досить поширені випадки, коли наявні інженерні комунікації та/або конструкції обмежують можливість розширення існуючих ростверків, таким чином виключаючи використання інших типів паль.

ВИМОГИ ЩОДО ОБМЕЖЕННЯ ОСІДАНЬ

Основною складовою несучої здатності бурових паль малого діаметру є опір по бічній поверхні і, за відповідного

армування, дані палі можуть сприймати значні навантаження при порівняно невеликих величинах переміщень. Тому вони є особливо ефективними у випадку суворих вимог щодо осідань. Однак, слід зазначити, що існує принципова різниця між підсиленням фундаментів історичних пам'яток, де допускаються лише мінімальні додаткові осідання, та підсиленням сучасних залізобетонних або сталевих каркасних будівель, які менш чутливі до додаткових осідань.

МОЖЛИВІ ОБМЕЖЕННЯ

За певних обставин вертикальні бурові палі малого діаметру можуть мати певні обмеження в розрізі сприйняття горизонтальних навантажень, що відповідно впливає на доцільність їх застосування. Донедавна використання таких паль для сприйняття вертикальних навантажень також було досить обмеженим через відносно невеликий діаметр. Однак, на сьогоднішній день практиці відомі випадки успішних випробувань бурових паль малого діаметру на вертикальне навантаження, що перевищує 4500 кН, тому за додаткових досліджень та випробувань паль у майбутньому потенціал до сприйняття бічних навантажень може бути розширений. Можливість влаштування паль під майже будь-яким кутом нахилу дозволяє забезпечити необхідну несучу здатність на горизонтальні навантаження, якщо це необхідно.

Через високий показник гнучкості (співвідношення довжини до діаметру) бурові палі малого діаметру можуть бути обмежені в використанні у сфері загальної сейсмічної модернізації в ґрунтах, схильних до розрідження, враховуючи діючі стандарти та вимоги проектування для довгих елементів відносно малого перерізу. Однак, підсилення ґрунту за рахунок використання бурових паль малого діаметру, може зрештою сприяти вдосконаленню системи «основа-фундамент» з точки зору реагування на

сейсмічні впливи.

Питома погонна вартість бурових паль малого діаметру зазвичай вища ніж для інших типів паль. Проте, за певної комбінації обставин, вимог та граничних умов, застосування таких паль стане економічно ефективним рішенням, а в деяких випадках це може бути єдиним можливим конструктивним та технологічним варіантом.

Бурові палі малого діаметру в якості закріплення та стабілізації схилів досі застосовувалося для обмежених перепадів висот і їх використання ґрунтується на досить невеликому практичному досвіді, наявному на сьогодні. Тому з метою підвищення ефективності у випадку застосування паль при стабілізації схилів слід приділити особливу увагу реальним замірам та моніторингу.

ЕКОНОМІЧНІ ФАКТОРИ

Економічна ефективність застосування бурових паль малого діаметру залежить від багатьох умов. Тому важливо оцінити вартість використання мікропалі в світлі фізичних, екологічних і геологічних факторів, наведених вище. Так, наприклад, для відкритого майданчика без обмежень в доступі, з нескельними, незабрудненими, однорідними ґрунтами, використання таких паль не може бути конкурентним рішенням. Однак, для делікатного і точного підсилення існуючої опори мосту з інтенсивним рухом у промисловому чи житловому районі, бурові палі малого діаметру можуть забезпечити найбільш економічно ефективне рішення.

Слід зауважити, що при визначенні реальної остаточної вартості варіанту на основі бурових паль малого діаметру необхідно ретельно аналізувати та враховувати всі витрати, пов'язані з їх влаштуванням, оскільки вартість такого рішення може суттєво перевищувати вартість тільки палових робіт.

ПРАКТИЧНИЙ ПРИКЛАД ЕФЕКТИВНОГО ЗАСТОСУВАННЯ БУРОВИХ ПАЛЬ МАЛОГО ДІАМЕТРУ

На основі опрацювання кількох різних варіантів фундаментів для розробки проекту для житлово-офісної у м. Києві, було прийнято варіант влаштування бурових паль малого діаметру з використанням малогабаритної бурової техніки. Основними факторами, які впливали на прийняття даного рішення були:

- безпосередня близькість тунелів метро та існуючих будівель;
- стисненість умов будівельного майданчика;
- знаходження майданчика у щільній міській забудові з відповідними обмеженнями по рівнях шуму та вібрації;
- наявність ґрунтів, чутливих до вібрації;
- необхідність сприйняття значних вертикальних навантажень, розподілених на досить обмеженій площі.

Проектом було передбачено влаштування бурових композитних паль зовнішнім діаметром 200 мм глибиною від 30 до 40 метрів і армуванням одним різьбовим стрижнем діаметром від 57,5 до 75 мм з високоміцної сталі, що має межу текучості не нижче 670 Н/мм². Особливість запроектованих паль полягала ще й у тому, що в області верхніх восьми метрів передбачалось виключення тertia по бічній поверхні палі з метою зменшення впливу на тунель метрополітену. Для цього як для дослідної палі, так і для проектних паль встановлювались зовнішні ПВХ-труби у верхній частині. Відповідно до інженерно-геологічної колонки по свердловині, паля прорізала насипні ґрунти, замулені супіски та піски від пилюватих до середньої крупності і заглиблена щонайменше на 10 метрів в пісок дрібний щільний, насичений водою. Ґрунтові води розташовані на глибині 9,0 м від поверхні.

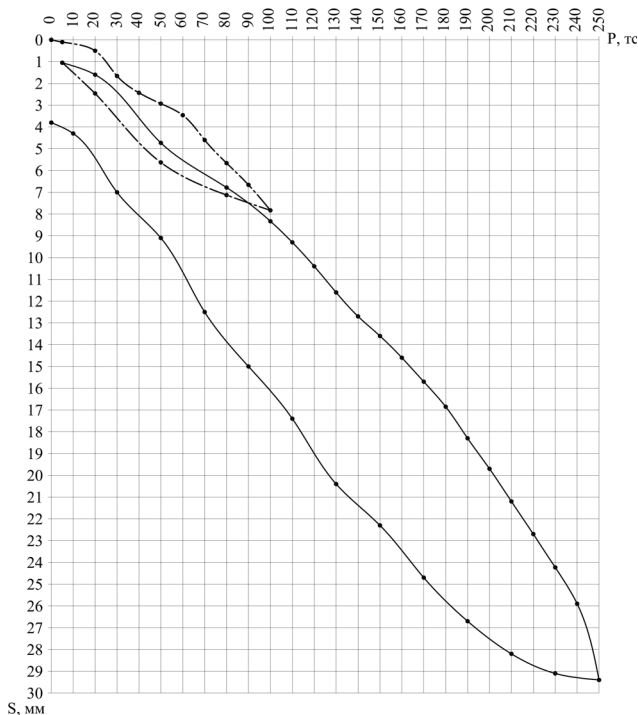


Рис. 6. Графік залежності осідань від навантаження за результатами натурних випробувань

Fig. 6. Load-settlement curve based on the results of field tests

ВИСНОВКИ

Діапазон умов, за яких можуть бути ефективно використані бурові палі малого діаметру є досить широким. Такі палі застосовуються в різних ґрунтових умовах, в тому числі в насипних, слабких чи скельних ґрунтах та можуть бути встановлені під будь-яким кутом. Вони можуть бути пристосовані до умов з потенційно обмеженим доступом або з наявними екологічними проблемами, крім того, вони мають широке застосування як для нового будівництва, так і для підсилення існуючих конструкцій та споруд, а також для закріплення зсувних та зсувонебезпечних схилів, в тому числі у стані граничної рівноваги.

Критерії вибору даної технології є специфічними для кожного окремого проекту. Окрім вартості, прийняте рішення може ґрунтуватись на інших факторах, зокрема: екологічні особливості, вимоги щодо додаткових осідань існуючих будівель та конструкцій, чутливість ґрунтів до вібраційних впливів, обмеженість

строків, стиснені умови, чутливість до шуму, вимоги щодо розташування паль тощо. В деяких випадках бурові палі малого діаметру є єдиною альтернативою, в інших – певні обставини роблять їх більш ефективними ніж більш традиційні типи паль.

Бурові палі малого діаметру у розрізі сфер застосування можуть використовуватись як безпосередньо несучі конструкції, а також в якості закріплення ґрунтів на майданчику. З точки зору проектування, залишається багато теоретичних і поведінкових питань, які не в повній мірі вивчені, на відміну від більш практичних аспектів технології. Тому влаштування таких паль повинно бути пов'язане з підвищеними вимогами до забезпечення та контролю якості з метою мінімізації виробничих та технологічних ризиків. Недосконалість наявних підходів в проектуванні бурових паль малого діаметру є зокрема одним з факторів, який певним чином обмежує розширення їх використання у певних сферах, в тому числі для сейсмічної модернізації. Однак це не стільки свідчить про непридатність паль для ефективного вирішення подібних геотехнічних задач, скільки про визнання неповного розуміння, невідповідність правил і підходів проектування та наявність слабких місць у можливостях прогнозування роботи паль в різних умовах. При досить консервативному проектуванні, за необхідності, рішення на основі бурових паль малого діаметру можна «змусити працювати» - технічно – для будь-якого конкретного застосування. Однак витрати на реалізацію такого рішення можуть зрости до такої міри, що навіть у випадку технічної можливості виконання, ці палі можуть стати економічно неефективними.

Базуючись на наявних дослідженнях та досвіді практичного використання, є безсумнівно доцільним подальше вдосконалення проектних підходів та технології влаштування для досягнення найбільш оптимальних рішень геотехнічних задач з використанням бурових паль малого діаметру.

ЛІТЕРАТУРА

1. Гнатюк О. Вплив поширення на несучу здатність буронабивних залізобетонних мікропаль. / О. Гнатюк, М. Лапчук, А. Височенко // *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво* – Львів.: ЛНАУ – 2015 – Вип. 16. – С. 71-76
2. Менейлюк О. Армування відкосів бурин'єкційними палями малого діаметру / О. Менейлюк, О. Попов, І. Бічев, І. Чернов // *Армування основ при реконструкції будівель і споруд. Збірник наукових праць*. – К.: НДІ-БК – 2007 – Вип. 66. – с. 141-150.
3. Bruce D. Drilled and grouted micropiles. State of practice review. Volume 1: Background, Classifications, Cost. / D. Bruce, I. Juran – Springfield, VA.: U.S. Department of Commerce National Technical Service, 1997 – 98 pages.
4. Armour T. Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual Priority Technologies Program (PTP) Project. / T. Armour, P. Groneck, J. Keelev, S. Sunil. – Springfield, VA.: U.S. Department of Commerce National Technical Service, 2000 – 379 pages.
5. BAUER Spezialtiefbau GmbH – Nordhausen, FA Sonderbohrungen - Kleinbohrverfahren, Niederlassung Nordhausen 2000 – 45 S.
6. Wellauer R. Kleinbohrpfähle. Injektionsbohrpfähle. Mikropfähle. / R. Wellauer // *Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik* – Bern, 2005 – Seiten 45-55
7. ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) Ґрунти. Методи польових випробувань палями. – К: Укрархбудінформ, 1997. – 58 с.
8. DIN EN 14199:2004. Execution of special geotechnical works — Micropiles – Berlin, CEN/TC 288, 2005. – 49 p.
- (2007) Армування відкосів бурин'єкційними палями малого діаметру [Reinforcement of slopes with small diameter injected bored piles]. *Armuvannya osnov pry rekonstruktsiyi budivel' i sporud. Zbirnyk naukovykh prats'*. - Kyiv: NDIBK, 66, 141-150 (in Ukrainian).
3. Bruce D., Juran I. (1997). Drilled and grouted micropiles. State of practice review. Volume 1: Background, Classifications, Cost., Springfield, VA.: U.S. Department of Commerce National Technical Service, 1997 – 98 pages (in English).
4. Armour T., Groneck P., Keelev J., Sunil S. (2000) Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual Priority Technologies Program (PTP) Project. Springfield, VA.: U.S. Department of Commerce National Technical Service, 2000 – 379 pages (in English).
5. BAUER special foundations construction company. Small diameter drilling technology. (2000) Nordhausen, FA Sonderbohrungen - Kleinbohrverfahren, Niederlassung Nordhausen 2000 – 45 S. (in German).
6. Wellauer R. (2005). Small diameter bored piles. Injection piles. Micropiles. *Announcements from the Swiss Society for Soil and Rock Mechanics*, Bern, p 45–55 (in German).
7. DSTU B V.2.1-1-95 (GOST 5686-94) (1997) Grunty. Metody polovnykh vyprobuvan paliamy [Soils. Field test methods with piles]. Kyiv: Ukrakhbudinform, 58 (in Ukrainian).
8. CEN/TC 288 (2005). DIN EN 14199:2004. Execution of special geotechnical works — Micropiles, Berlin, 49 (in English).

Peculiarities of using small-diameter bored piles for effective solving of geotechnical problems

Pavlo SOROKA

Summary. Abstract. The peculiarities of the use of small-diameter drill piles in modern construction considered, with an emphasis on their advantages and areas of application in specific conditions. Two main types of piles distinguished: cast-in-place, which characterized by continuous reinforcement and filling with concrete or cement mortar, and composite, where the load transfers to reinforcing elements. Main advantages of small-diameter bored piles noted, including the possibility of performing work in confined spaces, reducing the level of noise and vibrations, a variety of drilling technologies, the possibility of application

REFERENCES

1. Hnatiuk O., Lapchuk M., Vysochenko A. (2004) Vplyv poshyrennya na nesuchu zdatnist' buronabyvnykh zalizobetonnykh mikropal'. [The enlarged toe influence for the bearing capacity of bored reinforced concrete micropiles]. *Visnyk L'vivs'koho natsional'noho ahrarnoho universytetu. Arkhitektura i sil's'kohospodars'ke budivnytstvo*. Lviv: LNAU, 16, 71-76 (in Ukrainian).
2. Meneyliuk O., Popov O., Bichev I., Chernov I.

in geological conditions of varying complexity, etc.

Particular attention paid to the areas of application of small-diameter bored piles, including the installation of new foundations, underpinning of existing structures, soil improvement and landslide protection. The main groups of factors that can influence the choice of small-diameter bored piles as the main design decision for various fields of application considered, including:

- physical factors (restricted access, remoteness of the area, distance of piles to existing structures);
- subsoil factors (difficult geological conditions, soil liquefaction tendency);
- environmental factors (sensitivity to vibration/noise, hazardous or contaminated soils);
- necessity of adaptation to existing structures;
- load/settlement requirements;
- economic factors.

Limitations for the use of small-diameter drill piles from the point of view of their efficiency described.

An example of the effective practical use of small-diameter bored piles in the confined conditions of dense urban development in close proximity of metro tunnels with increased requirements regarding the level of vibrations and noise considered. The task of minimizing subsidence of the designed residential and office complex and the impact on surrounding buildings and structures solved. The compliance of the adopted design decisions confirmed by means of field tests, as well as using the results of settlements monitoring. Attention focused on the need for further improvement of design approaches and technological solutions to optimize the efficiency of small-diameter bored piles for solving geotechnical problems.

Keywords. small-diameter bored piles, cast-in-place piles, composite piles, pile load testing.

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 48

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 Бондарева
Комп'ютерне верстання: Василь Підлуцький, Людмила Бондарева
Редагування, макетування: Василь Підлуцький, Людмила Бондарева, Олександр Гаврилюк
Обкладинка: Віталій Ручківський

Редакція науково-технічного збірника:
03037, Україна, м.Київ, просп. Повітряних сил, 31, КНУБА, к.109, к.121.
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Підписано до друку 28.06.2024. Формат 60x84^{1/8}.
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 48

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 Bondareva
Computer typesetting:	Vasyl Pidlutskyi, Liudmyla Bondareva
Editing, layout:	Vasyl Pidlutskyi, Liudmyla Bondareva, Oleksandr Gavryliuk
Cover:	Vitalii Ruchkivskyi

Editorial Office of Scientific and Technical Journal:

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

Signed for print 28.06.2024. 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

