

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

# **ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ**

Науково-технічний збірник

**ВИПУСК 45**

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2022

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 45. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2022. 84 с. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022

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 № 4 від 23.12.2022 року.*

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

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний університет будівництва і архітектури, 2022

**Адреса редакції:** к.109, к.121, КНУБА, просп. Повітрофлотський, 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 45**

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2022

Scientific edition  
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration  
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 44. Edited by Igor Boyko.  
K. KNUCA, 2022. 84 p. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022

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. 4 of 23.12.2022.*

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

UDK 624.15

BBK 38.58

O-75

© Kyiv National University of  
Construction and Architecture, 2022

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

## ПЕРЕДМОВА

**Феноменологічна модель в освіті і науці.**

Феноменологічна модель - це опис технологічного процесу, його послідовність описів і методів усіх процесів, де активно використовуються компоненти технології подій і процесів (за Е.Гусслером). Феноменологічна модель в освіті передбачає персональний характер навчання з урахуванням індивідуально-психологічних особливостей учнів, студентів, поважне ставлення до їх зацікавленостей і інтересів. Такий підхід відкидає традиційний процес навчання в школі, як освітній конвеєр.

Освіта дітей розглядається як гуманістичне навчання, в тому сенсі, щоб воно адекватно відповідало істинній природі і людини, допомагало учням, студентам виявити те, що йому заклала природа (А. Маслоу, А.Комбе, К.Роджерс). Слід звернути увагу на передачу знань від учителя до учня, від професора до студента, а в майбутньому важливо залишати зв'язки між ними. З досвіду автора передмови, важливу інформацію було виявлено в бібліотеці Королівського коледжу в Кембріджі при ознайомленні з Указом короля Великобританії. В цьому Указі було рекомендовано посилати гонців по країні, які мусять шукати талановитих дітей з добрим серцем. Від автора добавлено ще і патріотично вихованих дітей.

Така модель забезпечує розвиток освіти, а в подальшому і науки, що реалізує закладений потенціал отриманих знань в майбутньому в особі бакалавра чи магістра. Ще раз хочу наголосити на персональному наповненню професійними знаннями, які потім на практиці мудро будуть використовуватися як професійні контакти «випускник наставник», які будуть йти на користь держави, розвивати університет і всіх учасників освітнього процесу. Все це і є компонентами феноменологічної моделі освіти молодого покоління українців, випускників Київського національного університету будівництва і архітектури.

Запрошуємо абітурієнтів отримати мирну і завжди затребовану, особливо сьогодні, спеціальність будівельника для відновлення України!

Вітаю з наступаючим 2023 Роком, з Перемогою і Миром для України!

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



**ЗМІСТ**

<b>Людмила Бондарева, Віктор Носенко, Артур Маламан</b> <i>Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стін складних конфігурацій</i>	9- 21
<b>Людмила Бондарева, Максим Хоронжевський</b> <i>Оцінка впливу процесу влаштування огорожувальних конструкцій котловану на оточуючу забудову</i>	22- 32
<b>Віктор Носенко, Олег Фесенко, Тарас Донець</b> <i>Оцінка вогневого впливу, що виникає внаслідок пожежі, на несучу здатність стін підземної частини будівлі</i>	33- 39
<b>Вероніка Жук, Ірина Павленко</b> <i>Оцінка напружено-деформованого стану пальових фундаментів багатопверхового будинку при можливому водонасиченні лесового ґрунту</i>	40- 54
<b>Василь Підлуцький</b> <i>Дослідження впливу складного навантаження на фундаменти неглибокого закладання та формування реактивної епюри в ґрунтовій основі.</i>	55- 67
<b>Ірина Маєвська, Наталя Блащук, Лілія Городнік</b> <i>Ефект від зміни конструктивної схеми підсилення стрічкових фундаментів короткими палями</i>	68- 80



## Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підірних стін складних конфігурацій

Людмила Бондарева<sup>1</sup>, Віктор Носенко<sup>2</sup>, Артур Маламан<sup>3</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup>skochko.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X  
<sup>2</sup>v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/0000-0002-8261-1846  
<sup>3</sup>armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21

**Анотація.** Представлено порівняння результатів розрахунку огороження котловану з гнучких підірних стін. Розрахунки виконувались методом числового моделювання за допомогою програмного забезпечення ПК «Plaxis», в основу якого покладено метод скінченних елементів. Дана задача була реалізована в об'ємній (3D) та плоскій (2D) постановках задачі, що дає більше можливостей для комплексної оцінки напружено-деформованого стану (НДС) елементів системи «грунтовий масив – протизсувні споруди» при використанні складних конфігурацій підірних стін.

Розрахунки були виконані в межах трьох розрахункових перерізів для різних етапів будівництва: 1 етап – етап ініціалізації (формування грунтового масиву в природному стані), 2 етап – розробка першого ярусу котловану, 3 етап розробка другого ярусу котловану. За результатами розрахунків було проведено аналіз НДС елементів системи «грунтовий масив – протизсувні споруди» та підібрано армування підірних стін. Також було виконано оцінку стійкості схилу на етапі повної розробки котловану.

Показано, що перевагою використання плоскої СЕМ для оцінки напружено-деформованого стану в конструкціях протизсувних споруд є значно менша кількість витраченого часу для проведення розрахунків та простота розуміння, проте недоліком даного методу є відсутність можливості врахування просторової жорсткості конструкцій. Продемонстровано, що використання просторової СЕМ дозволяє врахування просторову жорсткість конструкцій, що в подальшому дає змогу більш ефективно запроектувати конструкції підірних стін, проте моделювання з використанням тако-



**Людмила Бондарева**  
доцент кафедри  
геотехніки  
к.т.н.



**Віктор Носенко**  
доцент кафедри  
геотехніки  
к.т.н.



**Артур Маламан**  
аспірант кафедри  
геотехніки.

го методу є доволі трудовитратним і потребує значних ресурсів комп'ютерної техніки для проведення розрахунків.

За результатами розрахунків переміщення отримані при розрахунку з використанням 2D моделювання більші на 6-43% ніж з використанням 3D моделювання, згинальні моменти більші на 12-33%.

**Ключові слова.** протизсувні споруди, числове моделювання, просторова жорсткість, стійкість схилу.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасному будівництві все частіше постає питання будівництва висотних будівель з підземними паркінгами на ділянках з складними інженерно-геологічними умовами. Враховуючи значну глибину котловану, для таких будівель, необхідно влаштувати комплекс огороження котловану для забезпечення стійкості оточуючих територій, що є важливим технічно складним та економічно дорого вартісним заходом.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах Носенка В.С. [1], С.В. Біди [2], М.Л. Зоценка [3], Кондера Р.Л. [4], Дункана Дж. М. [5], Джанбу Н. [6], висвітлюється питання моделювання напружено деформованого стану системи «грунти схилу – протизсувні споруди».

## МЕТА РОБОТИ

Оцінка впливу вибору типу розрахункової моделі системи «грунтовий масив – протизсувні споруди» 2D або 3D на результати моделювання її напружено деформованого стану та підбір ефективних конструктивних рішень протизсувні споруди даних споруд (діаметр, довжина, крок, кількості рядів паль, технологія влаштування елементів підпірної стіни) для забезпечення стійкості схилу та оточуючої забудови.

## ЗАДАЧІ

- 1) Оцінка НДС системи «грунтовий масив – підпірні стіни» з використанням числового моделювання у плоскій постановці задачі 2D.
- 2) Оцінка НДС системи «грунтовий масив – підпірні стіни» з використанням числового моделювання в об'ємній постановці задачі 3D.
- 3) Порівняння результатів та виявлення переваг і недоліків кожної із типів постановки.

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Числові розрахунки виконано за допомогою програмного комплексу (ПК) «Plaxis», де в основу розрахунків покладено метод скінченних елементів. Для опису поведінки ґрунтового масиву при складній траєкторії навантаження/розвантаження використана математична модель ґрунту, що описує пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною деформаційних параметрів в залежності від рівня напружень у ґрунті. Потенційний зсув і відповідно «коефіцієнт безпеки» змодельовано з використанням алгоритму «Phi-c reduction», який моделює роботу ґрунту при активізації можливих зсувних процесів. Для контролю отриманих результатів розрахунки були виконані в двох постановках: плоскій (версія 2D) та об'ємній (версія 3D).

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Моделювання виконано на базі реальних ґрунтових умов та особливостей ділянки зсувонебезпечного схилу Черепанової гори та щільної міської забудови м.Києва (Рис.1)

Майданчик потенційного будівництва має значний ухил та характеризується абсолютними відмітками поверхні в межах 144,10-153,80 м. В межах дослідженої глибини до 54,0 м геологічна будова сформована відкладами четвертинного, неогенового та палеогенового періодів.

Природний рельєф ділянки похований під насипними ґрунтами, серед яких переважають супіски та суглинки. Також в насипних ґрунтах часто зустрічаються вклучення будівельного та побутового сміття. Потужність насипних ґрунтів в межах ділянки вишукувань становить від 0,4 до 3,6 м. Четвертинні відклади незгідно залягають на розмитій поверхні міоценових глин твердих строкатих, а також міоценових відкладів полтавської світи неогенового періоду, які зустрінуті на глибинах 1,2-6,6 м в межах абсолютних відміток 150,90-141,20 м. Відклади полтавської світи представлені: суглинками твердими, супісками твердими,

пісками мілкими (дрібними) та пілуватими від малого ступеню водонасичення до насичених водою. Під неогеновими відкладами залягає товща відкладів берекської та харківської світ палеогенового періоду.

Відклади берекської світи було розкрито на глибинах 18,8-24,8 м в межах абсолютних відміток 128,50-125,30 м і представлені вони суглинками, супісками та пісками мілкими. Відклади харківської світи було досліджено на глибинах 23,4-30,4 м в межах абсолютних відміток 123,20-120,70 м. Дана світа у розрізі представлена зелено-сірими суглинками, супісками та пісками пілуватими. Під відкладами палеогену залягають еоценові відклади київської світи, які були викриті на глибинах 31,8-40,1 м, що відповідають абсолютним відміткам 113,00-112,30м. Дані відклади представлені

суглинками напівтвердими блакитно-сірими слюдистими та глиною твердою мергельною.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю водоносного горизонту з вільною поверхнею на глибинах 13,00-22,50 м, що відповідає абсолютним відміткам від 131,10 до 130,30 м. В окремі періоди року можлива поява тимчасового водоносного горизонту типу “верховодка” в результаті втрат водонесучих мереж чи інтенсивних атмосферних опадів в товщі глинистих ґрунтів вище встановленого рівня підземних вод, що може призвести до суттєвого зниження міцності строкатих глин, які є водоупром для цього типу ґрунтових вод, та появі локальних зсувів у верхній частині схилу.

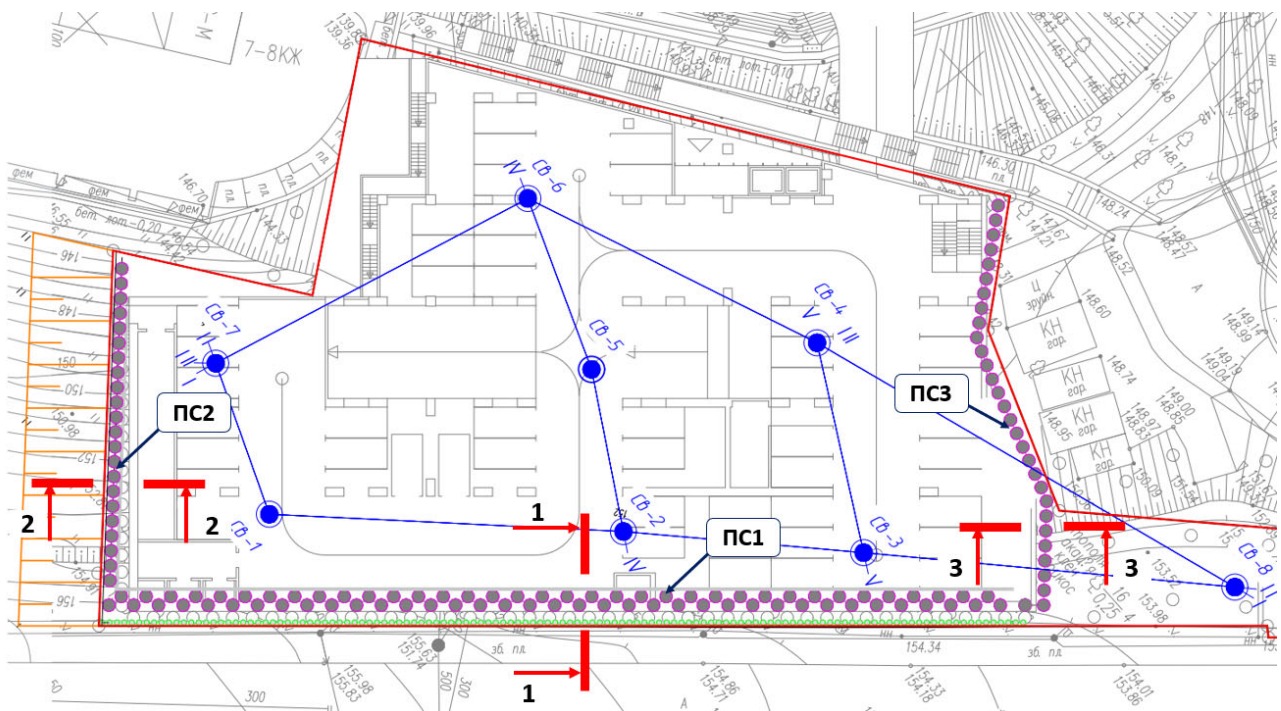


Рис.1. Схема розташування підпірних стін.  
Fig.1. The scheme of the location of retaining walls.

На основі даних інженерно-геологічних досліджень, компоновки будівлі, що зводиться, та, відповідно, інтегрованої у неї системи підпірних стін для розрахунку було обрано три принципових розрахункових перерізи (Рис. 1-3).

В межах перерізу 1-1 на основі даних попередніх розрахунків та моделювання

прийнято розташування буронабивних паль для 1 ярусу діаметром паль 420мм з кроком в 0,45м, а для 2 ярусу розташуванням в 2 ряди, відстань між рядами паль 1м, діаметром паль 1020мм, крок паль 2,0м (ПС-1). У верхній частині схилу вздовж підпірної стіни влаштовані паркувальні місця і відповідне навантаження від автомобілів буде



**ЧИСЛОВЕ МОДЕНЮВАННЯ З ВИКОРИСТАННЯМ ПРОСТОРОВОЇ СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ**

Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції» виконано у програмному комплексі Plaxis. Прийнята у роботі модель деформування ґрунтів Hardening soil model (HSM) – пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень у ґрунті. В якості критерію міцності використано традиційний критерій міцності Кулона-Мора, що описує перехід ґрунту у граничний стан.

Вхідні параметри ґрунтів:

c - питоме зчеплення, кПа;

φ - кут внутрішнього тертя, град;

ψ - кут дилатансії, град;

E<sub>50</sub> - модуль деформації, отриманий за результатами трьохосних випробувань при половині граничного значення девіатора, МПа;

E<sub>oed</sub> - модуль деформації, отриманий за результатами одометричних випробувань, МПа;

E<sub>ur</sub> - модуль пружності, визначений по

гілці розвантаження, МПа;

m - показник ступеня залежності жорсткості від рівня напружень;

ν<sub>ur</sub> - коефіцієнт Пуассона для розвантаження-повторного завантаження;

P<sub>ref</sub> - опорний всебічний тиск, при якому визначені референтні значення модулів деформації, кПа;

K<sub>0</sub> – параметр бічного тиску ґрунтів;

R<sub>f</sub> - граничний коефіцієнт R<sub>f</sub>=q<sub>f</sub>/q<sub>a</sub>.

Вхідні розрахункові параметри ґрунтів наведені у таблиці 1.

Оцінка стійкості схилу визначається шляхом обчислення “коефіцієнта безпеки”. Термін “коефіцієнт безпеки” використано через те, що на основі числового моделювання напружено-деформованого стану схилу з використанням моделі нелінійно-деформованого ґрунту його отримано шляхом програмного зниження параметрів міцності ґрунтів. Даний метод оцінки стійкості схилів у світовій практиці отримав назву «shear reduction method» (SRM).

Скінчено-елементна модель створена у тривимірній постановці для оцінки впливу просторової жорсткості утримуючих конструкцій (Рис. 4).

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.

Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів								
		Питома вага ґрунту	Питома вага зволоженого ґрунту	Модуль деформації за результатами трьохосних випробувань	Модуль деформації за результатами одометричних випробувань	Модуль пружності визначений по гілці розвантаження	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Показник ступеня залежності жорсткості від рівня напружень	Опорний всебічний тиск
		γ кН/м <sup>3</sup>	γ <sub>sb</sub> кН/м <sup>3</sup>	E <sub>50</sub> кПа	E <sub>oed</sub> кПа	E <sub>ur</sub> град	c кПа	φ град	m дол. од.	P <sub>ref</sub> кПа
1	Насипний шар	16,00	18,67	16	16	48	13	23	0,5	100
2	Супісок твердий	16,25	18,88	25	25	75	20	25	0,5	100
3	Суглинок твердий	18,74	19,88	28	20	98	30	24	0,7	100
6	Глина тверда	20,60	20,60	40	35	160	81	18	0,8	100
9	Пісок дрібний	19,72	20,10	30	30	90	3	10	0,5	150
10	Пісок пилюватий	19,00	20,00	60	60	180	5	35	0,5	150
13	Пісок мілкий	18,50	19,00	30	30	90	1	29	0,5	200
14	Суглинок твердий	18,25	19,52	35	30	120	30	18	0,7	250
15	Супісок пластичний	18,25	19,36	18	18	60	12	16	0,6	250
16	Пісок пилюватий	19,03	19,03	30	30	90	2	28	0,5	250
17	Суглинок твердий	19,13	19,13	28	28	112	75	20	0,7	300
18	Глина тверда	20,01	20,01	46	39	195	120	20	0,8	350

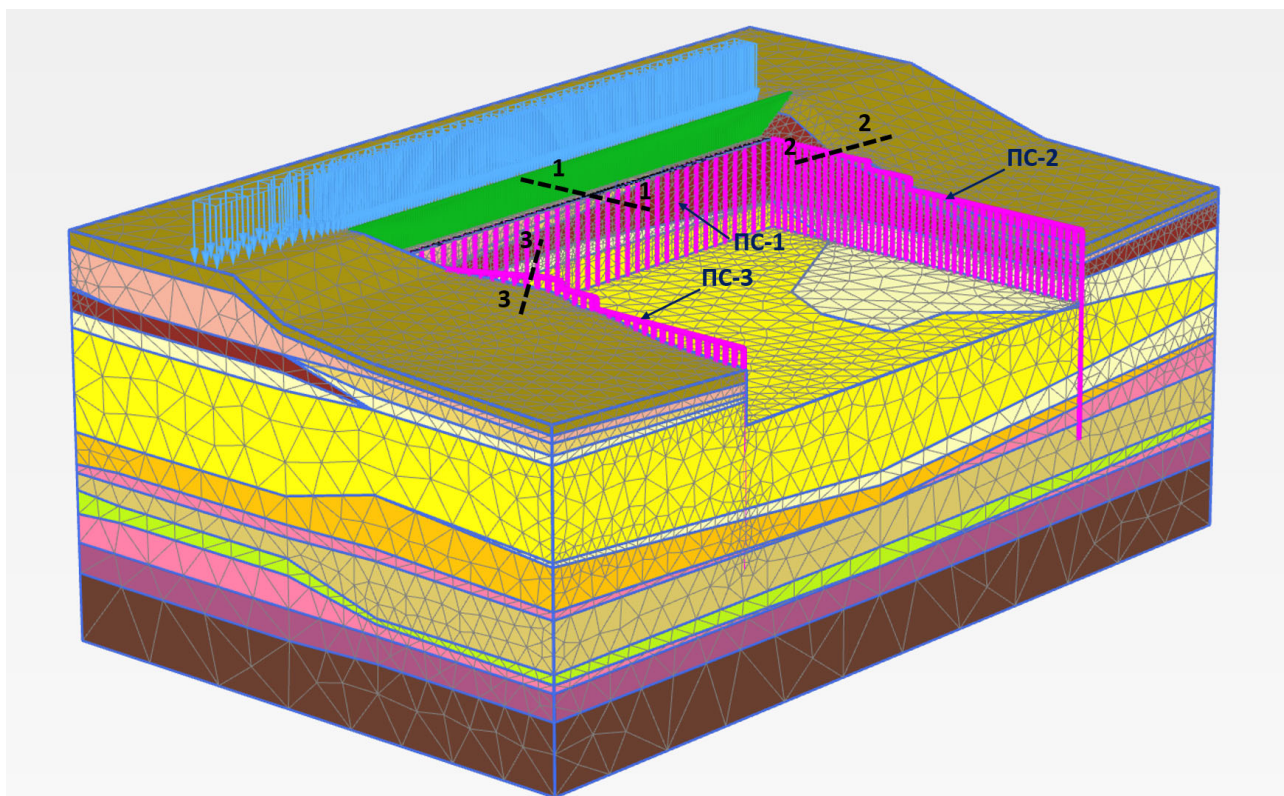


Рис.4. Просторова скінчено-елементна модель в програмному комплексі Plaxis 3D.

Fig.4. Spatial finite element model, which made in Plaxis 3D.

Просторова СЕМ створена на основі даних звіту з інженерно-геологічних вишукувань та дозволяє відтворити основні особливості залягання ґрунтів та конфігурації підпірних стін. Також при створенні розрахункової схеми враховано наявність дороги з її експлуатаційним навантаженням, що розташована впритул до межі будівельної ділянки (Рис. 4).

Результатами моделювання НДС є весь спектр напружень та деформацій у елементах системи «ґрунтовий масив – протизсувні конструкції», в тому числі ізополя переміщень та значення згинальних моментів в підпірних стінах (Рис. 5-6).

Переміщення підпірної стіни ПС-1 складають: 81 мм в центрі (що відповідає розрахунковому перерізу 1-1), та 64 мм і 74 мм ближче до кутів відповідно. Для підпірної стіни ПС-2 переміщення складають 79 мм (що відповідає перерізу 2-2) та 31 мм в палі біля кінця підпірної стіни. Для підпірної стіни ПС-3 переміщення складають 54 мм (що відповідає перерізу 3-3) та 26 мм в палі біля кінця підпірної стіни. Різниця між зна-

ченнями переміщень в центрі ПС-1 та ближче до кутів складають від 2 до 30%. Різниця між значеннями переміщень для ПС-2 і ПС-3 складають 60% для ПС-2 та 52% для ПС-3 відповідно. Ізополя переміщень наведені на рисунку 5.

Також було отримано значення згинальних моментів. Згинальні моменти в палях підпірної стіни ПС-1 складають: 1495 кНм в центрі (що відповідає розрахунковому перерізу 1-1), та 1246 кНм і 1391 кНм ближче до кутів відповідно. В палях підпірної стіни ПС-2 згинальні моменти складають 1232 кНм (що відповідає перерізу 2-2) та 640 кНм в палі біля кінця підпірної стіни. В палях підпірної стіни ПС-2 згинальні моменти складають 1039 кНм (що відповідає перерізу 3-3) та 597 кНм в палі біля кінця підпірної стіни. Різниця між значеннями згинальних моментів в центрі ПС-1 та ближче до кутів складають від 7 до 16%. Різниця між значеннями згинальних моментів для ПС-2 і ПС-3 складають 48% для ПС-2 та 42% для ПС-3 відповідно. Значення згинальних моментів наведені на рисунку 6.

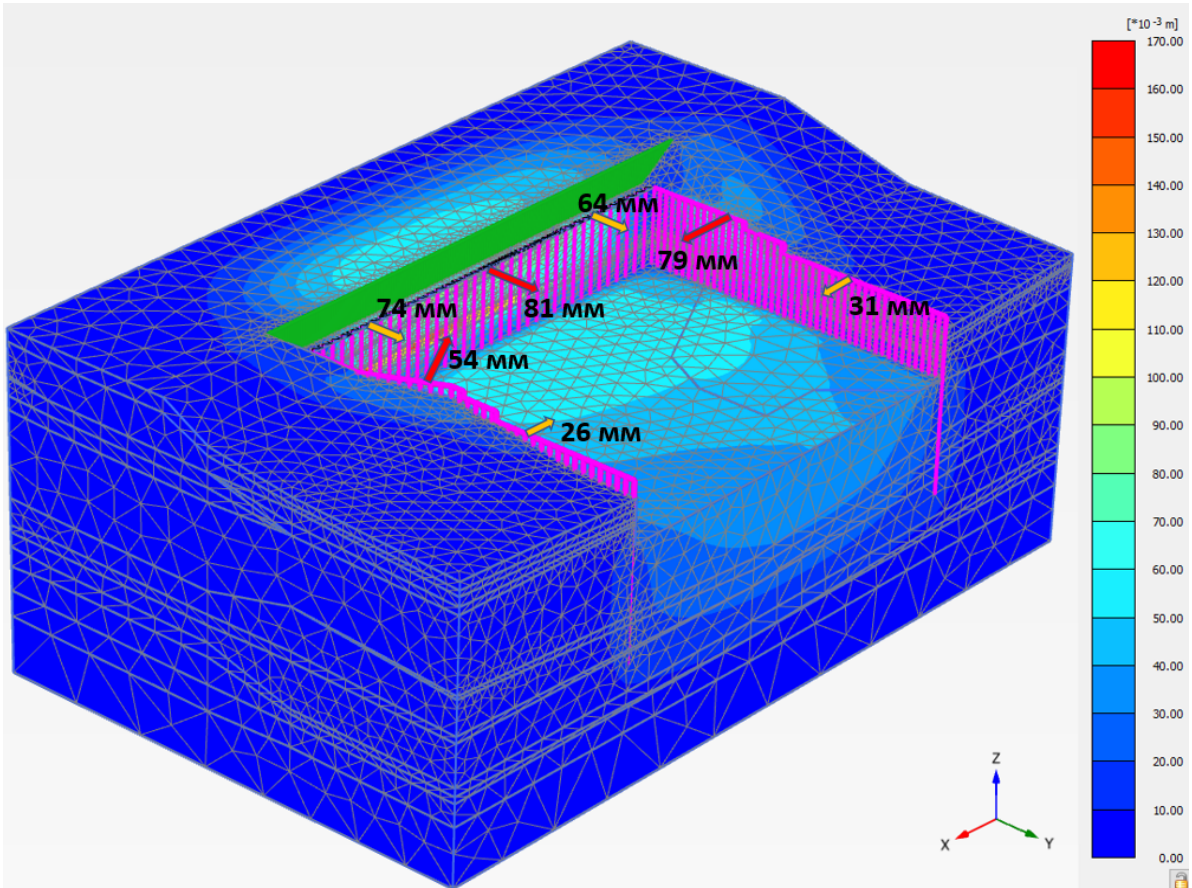


Рис.5. Горизонтальні переміщення підірних стін.  
Fig.5. Horizontal displacements of retaining walls.

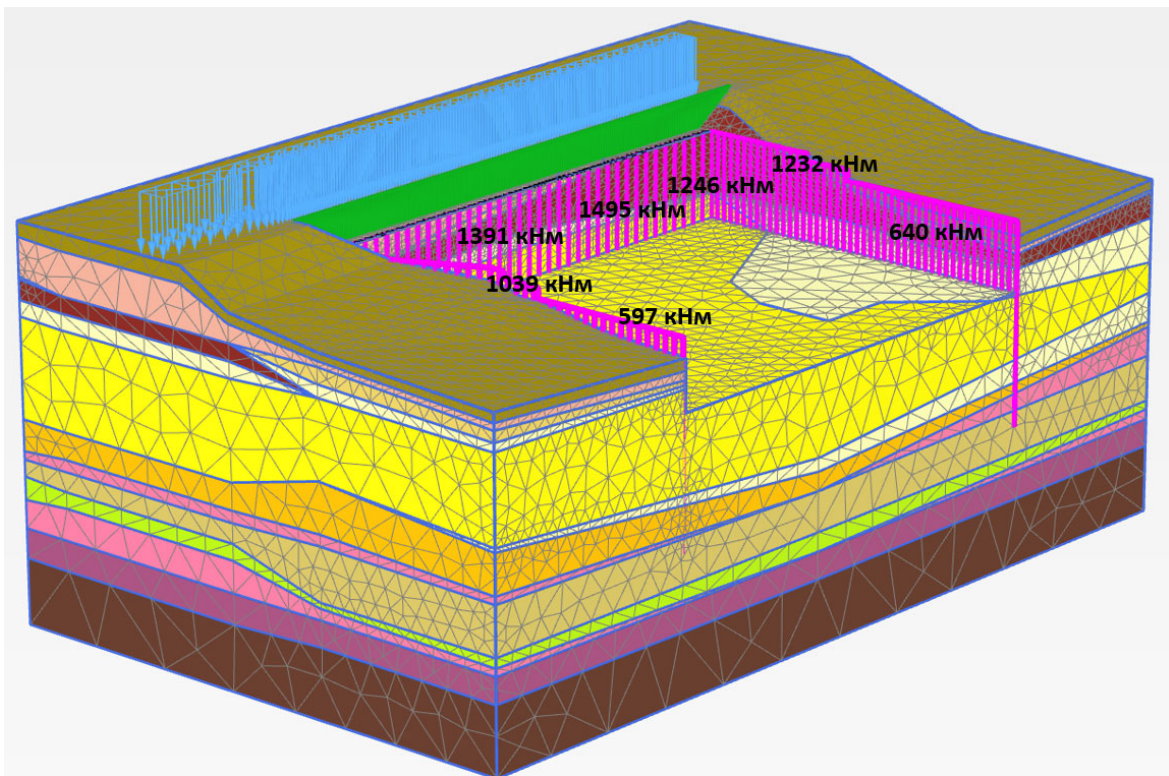


Рис.6. Значення згинальних моментів, що виникають в підірних стінах.  
Fig.6. Value of bending moments in retaining walls.

ЧИСЛОВЕ МОДЕНЮВАННЯ З ВИКОРИСТАННЯМ ПЛОСКОЇ СКИНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ

Розрахунок в плоскій постановці (2D) задачі проводиться шляхом моделювання всіх трьох розрахункових перерізів. Модель

деформування ґрунтів аналогічна тій, що використовувалася для розрахунку просторової задачі. Розрахункові перерізи створені на основі даних інженерно-геологічного звіту (Рис. 7-13).

Розрахунок перерізу 1-1

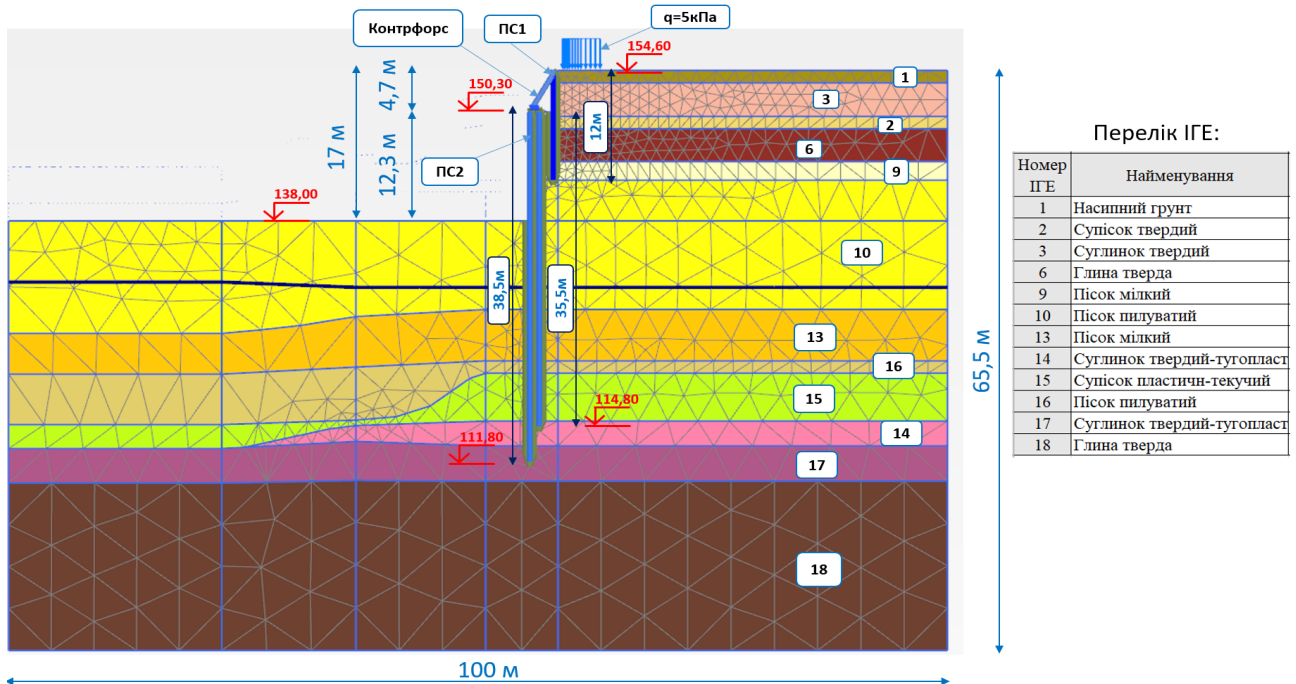


Рис.7. Розрахункова схема перерізу 1-1 в програмному комплексі Plaxis 2D.  
Fig.7. Calculation scheme of cross-section 1-1, which made in Plaxis 2D

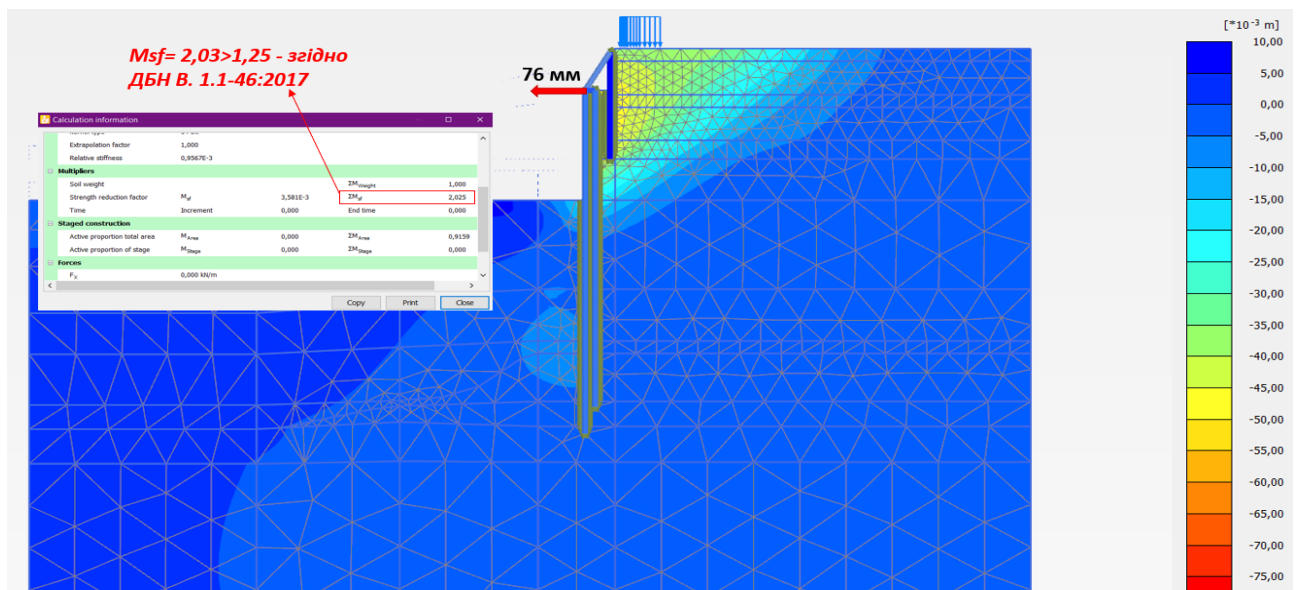


Рис.8. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 1-1  
Fig.8. Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 1-1

Розрахунок перерізу 2-2

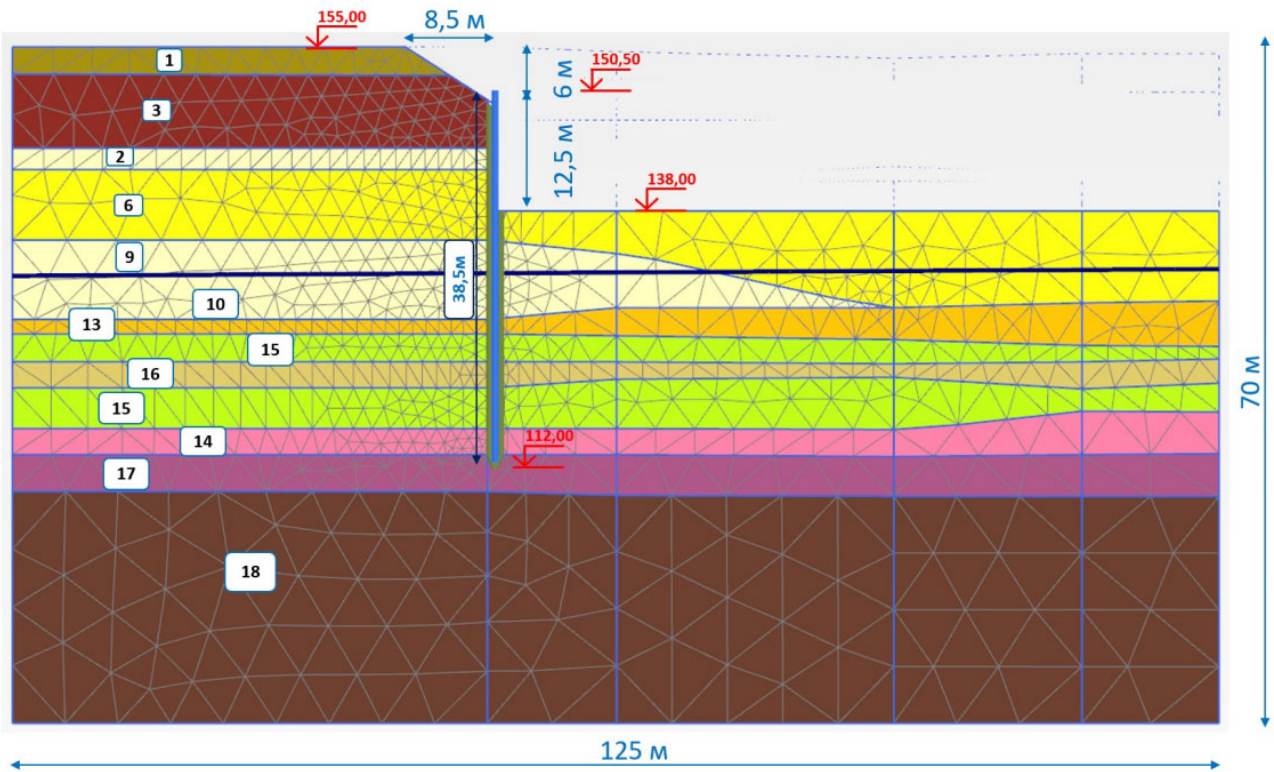


Рис.9. Розрахункова схема перерізу 2-2 в програмному комплексі Plaxis 2D.  
Fig.9. Calculation scheme of cross-section 2-2, which made in Plaxis 2D.

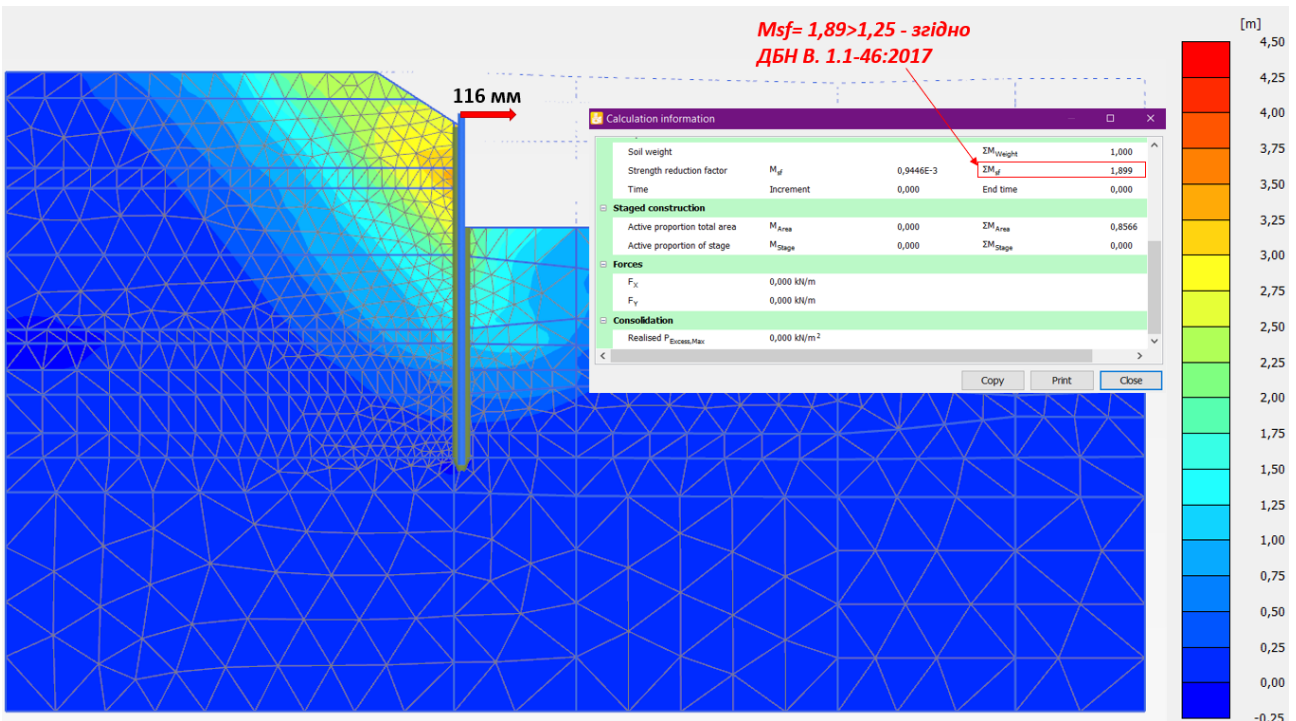


Рис.10. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 2-2.

Fig.10. Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 2-2.

Розрахунок перерізу 3-3

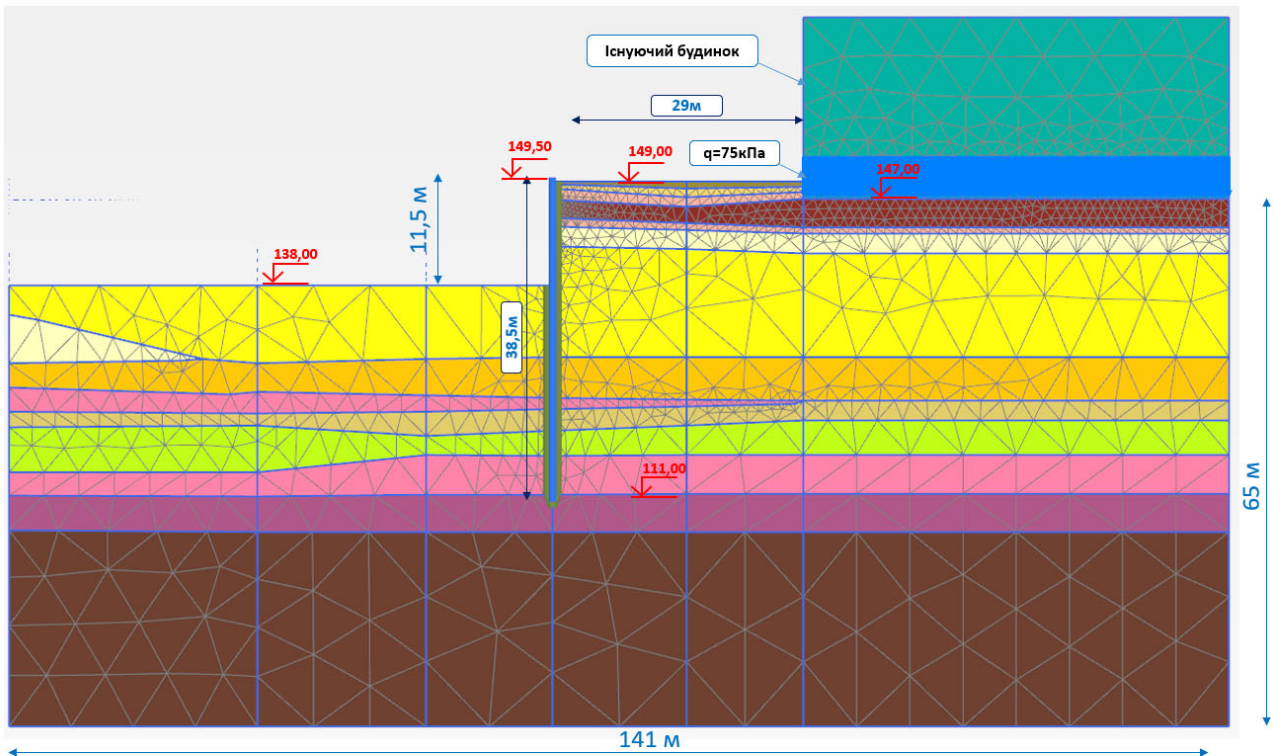


Рис.11. Розрахункова схема перерізу 3-3 в програмному комплексі Plaxis 2D.

Fig.11. Calculation scheme of cross-section 3-3, which made in Plaxis 2D.

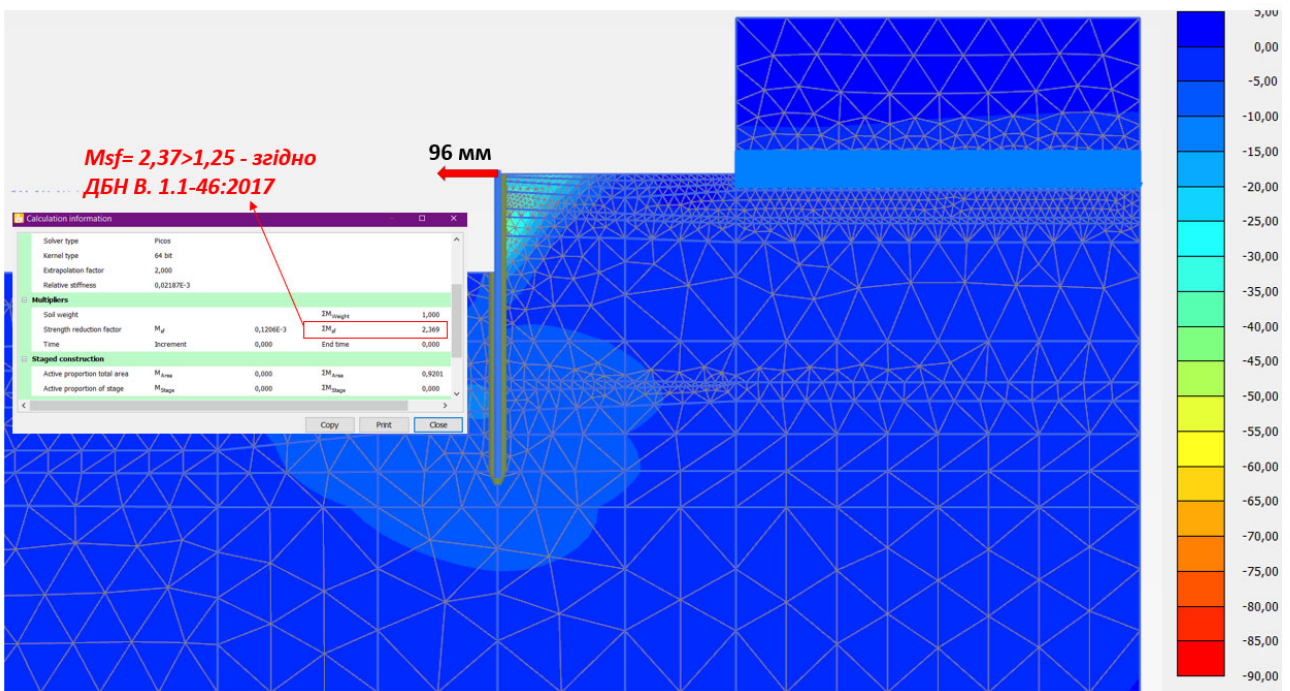


Рис.12. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 3-3.

Fig.12. Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 3-3.

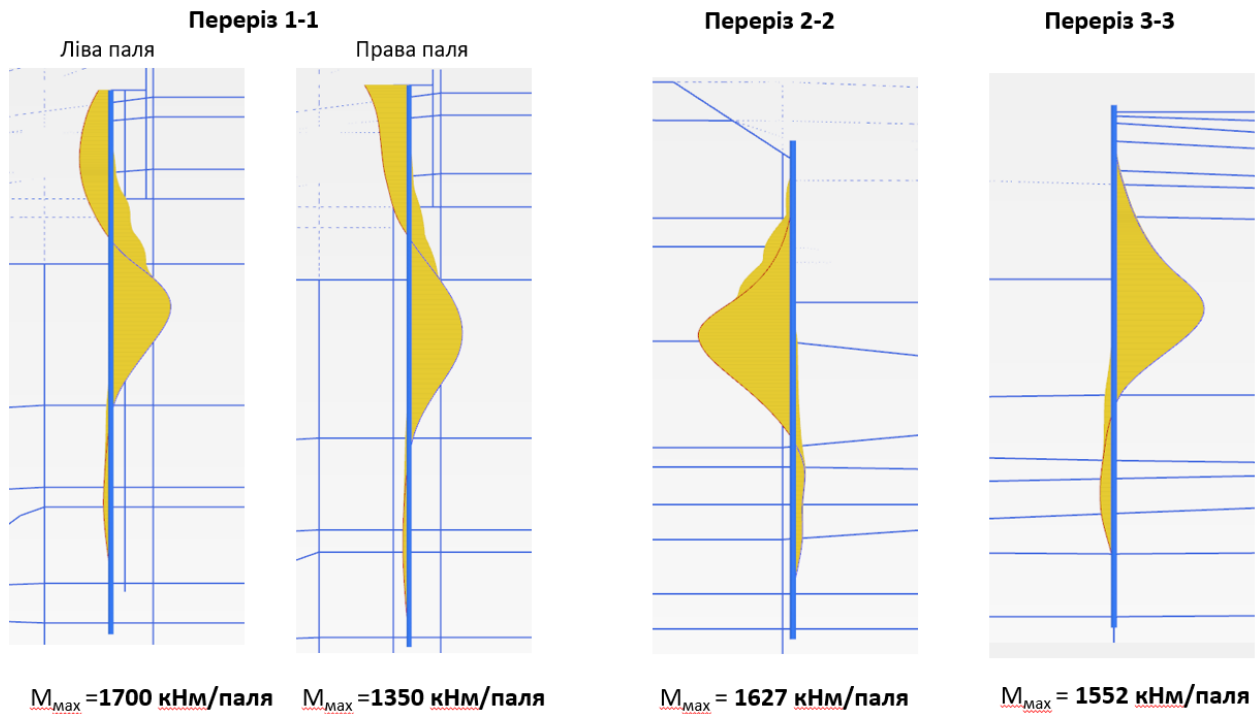


Рис.13. Епюри згинальних моментів отримані за розрахунками для перерізів 1-1, 2-2 та 3-3.  
Fig.13. Bending moments which was taken for cross section 1-1, 2-2 and 3-3.

За результатами розрахунків встановлено, що переміщення підпірних стін на етапі повної розробки котловану для перерізу 1-1 складають: 76 мм для ПС-1, 116 мм для перерізу 2-2 та 96 мм для перерізу 3-3.

Максимальний згинальний момент в ПС-1 складає 1700 кНм. Для перерізу 2-2 максимальний згинальний момент в ПС-2 складає 1627 кНм. Для перерізу 3-3 максимальний згинальний момент в ПС-3 складає 1552 кНм.

### ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

Після моделювання з використанням обох підходів: числового моделювання НДС системи «грунтовий масив – проти-зсувні конструкції» з використанням просторової скінчено-елементної моделі з використанням плоскої скінчено-елементної моделі було виконано порівняння отриманих значень згинальних моментів в підпірних стінах та переміщень у характерних зонах. Різниця в отриманих значеннях згинальних моментів складає 12-33%. Різниця в значеннях переміщень складає 6-43% (Рис. 14-15).

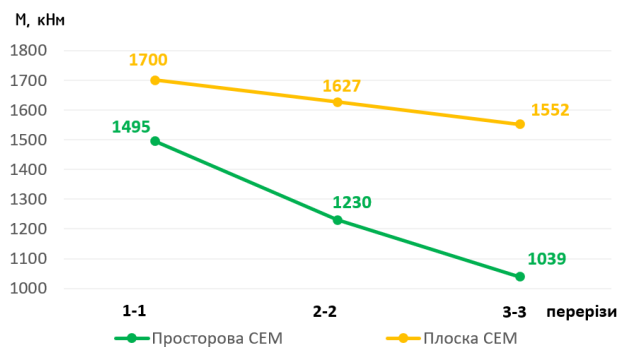


Рис. 14. Порівняння значень згинальних моментів.  
Fig. 14. Comparison of values of bending moments.

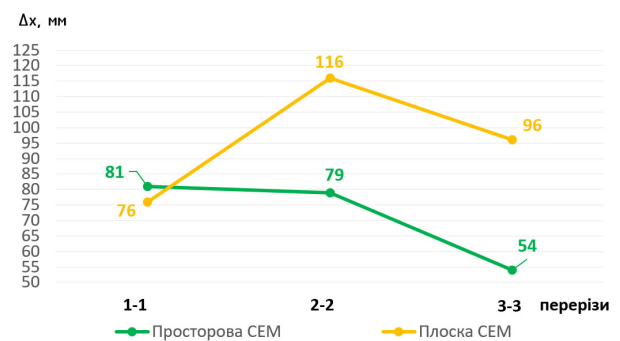


Рис. 15. Порівняння значень переміщень підпірних стін.  
Fig. 15. Comparison of values of displacements of retaining walls.

## ВИСНОВКИ

Показано, що перевагою використання плоскої (2D) скінчено-елементної моделі для оцінки напружено-деформованого стану в конструкціях протизсувних споруд та ґрунтовому масиві є значно менш трудомістким процес створення моделі та до 5 разів швидший час розрахунку. Недоліком даного підходу є відсутність можливості врахування просторової жорсткості проти-зсувних конструкцій у випадку складаної в плані геометрії цих конструкцій.

Продемонстровано, що використання просторової (3D) скінчено-елементної моделі робить можливим врахування фактору просторової жорсткості конструкцій, що в подальшому дає змогу більш ефективно запроєктувати конструкції підпірних стін. Недоліками даного методу є значна потреба в потужності обчислювального пристрою та час розрахунків.

Переміщення та згинальні моменти, отримані при використанні 2D моделювання, є на 15-35% більшими, ніж з використанням 3D моделювання, що є цілком логічним, оскільки просторова скінчено-елементна модель дає змогу врахувати просторову жорсткість конструкцій і, відповідно, більш комплексно оцінити напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив-підпірні стіни».

деформованого стану зсувного схилу. / Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Харченко М.О., Марченко В.І., Виноградова А.М., Костенко В.О., Титаренко В.А. // *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. – Полтава: ПолтНТУ, – 2013. – Вип. 3(38). Том 1. – С.160-196.

4. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. USA. – 1963. – 89. P.115–144.
5. Duncan J. M. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. / Duncan J. M., Chang C.-Y. // *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. – USA. – 1970. – 96. P.1629-1653.
6. Janbu N. Slope stability computation. Embankment-Dam Engineering. Casagrande volume. 1973 USA. – P.47-86.
7. Schanz T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. / Schanz T., Vermeer P. A. // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam. – 1999. – 1. P.281-290.
8. Rowe P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*. – 1962. London. – 269. P.500-527.
9. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. *Mitt. Inst. für Geotechnik*. Stuttgart. – 1998. – 45. P.152.
10. Настанова з проектування підпірних стін. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. – К.: Мінрегіон України, 2015. – 54с.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Носенко В.С. Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових методів. / Носенко В.С., Скочко Л.О., Маламан А.Р. // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С.40-51. DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.40-51
2. Біда С.В. Оцінювання стійкості схилів річкових долин Полтавського лесового плато. / Біда С.В., Куц О.В. // *Вісник Дніпропетровського університету. Серія: геологія, географія*. – Дніпро: ДНУ ім. О. Гончара – 2016. – Вип. 24(1) – С.13-19. DOI: 10.15421/111602.
3. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-

## REFERENCES

1. Nosenko V.S., Skochko L.O., Malaman A.R. (2021). Otsinka stiykosti shilu z vikoristannyam riznih rozrahunkovih metodiv. [Comparative assessment of the slope stability using different calculation methods]. *Naukovo-tehnichnyy zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 43, 40-51 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.40-51
2. Bida S.V., Kuts O.V. (2016). Otsinyuvannya stsykosti shiliv richkovih dolin Poltavskogo lesovogo plato. [The evaluation of slopes stability of Poltava river valleys loess plateau]. *Visnik Dnipropetrovskogo universitetu. Seriya: geologiya, geografiya*. Dnipro: DNU, 24(1), 13-19 (in Ukrainian). DOI: 10.15421/111602.

3. Zotsenko M.L., Vinnikov Yu.L., Harchenko M.O., Marchenko V.I., Vinogradova A.M., Kos-tenko V.O., Titarenko V.A. (2013). Modelyuvannya na-pruzheno-deformovanogo stanu zsvynogo shilu. [Simulation of the stressed-deformed state of soil massif of landslide slope]. *Zbirnik naukovih prats (galuzeve mashinobu-duvannya, budivnitstvo)*. Poltava: PoltNTU, 3(38), 160-169 (in Ukrainian).
4. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 89, 115–144.
5. Duncan J. M., Chang C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 96, 1629–1653.
6. Janbu N. (1973). Slope stability computation. *Embankment-Dam Engineering*. Casagrande volume, 47–86.
7. 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.
8. Rowe P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*. 269, 500–527.
9. Schanz T. (1998). Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. [On modeling the mechanical behavior of friction materials]. *Mitt. University of Stuttgart*, 152 (in German).
10. Nastanova z proektuvannya pidpirnykh stin DSTU-N B B.2.1-31:2014. (2015). [Guidelines for the design of retaining walls]. Kyiv: Minregion Ukrayiny, 54 (in Ukrainian).

in three-dimensional (3D) and flat (2D) formulations of the problem, which provides more opportunities for a comprehensive assessment of the stress-strain state (SSS) of the elements of the "soil massif - anti-landslide structures" system when using complex configurations retaining walls.

Calculations were performed within three calculation sections for different stages of construction: 1st stage – the initial faze (formation of the soil massif in its natural state), 2nd stage – excavation of the first layer of the pit, 3rd stage – excavation of the second layer of the pit. Based on the results of the calculations, the SSS analysis of the elements of the "soil massif - anti-landslide structures" system was carried out and the reinforcement of the retaining walls was selected. An assessment of the slope stability was also performed at the stage of full excavation of the foundation pit.

It is shown that the advantage of using a plane FEM to assess the stress-strain state in the anti-slide structures is a much smaller amount of time spent on calculations and ease of understanding, but the disadvantage of this method is the lack of the possibility of taking into account the spatial stiffness of structures. It has been demonstrated that the use of spatial FEM allows taking into account the spatial stiffness of structures, which in the future makes it possible to more effectively design the retaining walls structures, however, modeling using this method is quite labor-intensive and requires significant resources of computer equipment for making calculations.

According to the results of the calculations, the displacements obtained in the calculation using 2D modeling are on 6-43% more than using 3D modeling, the bending moments are on 12-33% more.

**Key words.** Anti-landslide structures, numerical modeling, spatial rigidity, slope stability.

### Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations

*Liudmyla Bondareva  
Viktor Nosenko  
Artur Malaman*

**Summary.** A comparison of the calculation results of the foundation pit enclosure made of flexible retaining walls is presented. Calculations were performed by the method of numerical modeling using Plaxis PC software, which is based on the finite element method. This task was implemented

## Оцінка впливу процесу влаштування огорожувальних конструкцій котловану на оточуючу забудову

Людмила Бондарева<sup>1</sup>, Максим Хоронжевський<sup>2</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
[skochko.lo@knuba.edu.ua](mailto:skochko.lo@knuba.edu.ua), [orcid.org/0000-0001-7392-814X](https://orcid.org/0000-0001-7392-814X)  
[khoronzhevskiy.ubp@gmail.com](mailto:khoronzhevskiy.ubp@gmail.com), [orcid.org/0000-0001-5797-7304](https://orcid.org/0000-0001-5797-7304)

DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.22-32

**Анотація.** Важливим питанням при розрахунках утримуючих конструкцій котлованів і їх взаємодії з основою та існуючими спорудами є врахування особливостей технології їх влаштування. Досить часто при розрахунках даний фактор ігнорують або враховують шляхом введення поправочних коефіцієнтів, що так чи інакше базуються на статистичній обробці даних спостережень при будівництві подібних об'єктів.

Розвиток числових методів дав змогу проєктувальникам використовувати детальні скінченно-елементні моделі при розрахунках для більш точного прогнозування поведінки основ та конструкцій, не витрачаючи надмірних обсягів часу.

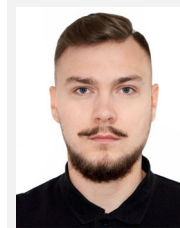
В даній роботі методами числового моделювання відтворено процес влаштування огороження котловану методом траншейної «стіни в ґрунті» для визначення його впливу на існуючу забудову. Для цього, створено числову модель 9-ти поверхового будинку з ґрунтовим масивом. Виконано моделювання котловану та його огороження, що встановлюється поряд з будинком. При цьому, використання тривимірної постановки задачі дозволило врахувати довжину захватки траншеї та технологічну послідовність виконання робіт.

Проаналізовано існуючі методи моделювання розробки траншеї та реалізовано один з них в розрахунковій схемі.

Було досліджено вплив різних факторів на формування додаткових деформацій існуючої будівлі, таких як:  $L$  - відстань від котловану до будівлі;  $H_{ст}$  - глибина закладання підшви «стіни в ґрунті»;  $L_{зхв}$  - довжина захватки траншеї;  $\rho_{г.р}$  - щільність глинистого розчину.



**Людмила Бондарева**  
доцент кафедри  
геотехніки  
к.т.н.



**Максим Хоронжевський**  
аспірант кафедри  
геотехніки

В рамках кожної задачі визначено осідання фундаменту будівлі при різних вхідних параметрах  $L=\{1,2; 3; 5; 10\text{м}\}$ ,  $H_{ст}=\{12; 18; 24\text{м}\}$ ,  $L_{зхв}=\{3; 4; 5\text{м}\}$ ,  $\rho_{г.р}=\{1,05; 1,10; 1,30\text{т/м}^3\}$ . Результати представлено у вигляді графіків.

Приведені результати дослідження свідчать, що найбільш визначальними факторами, що впливають на «технологічні осадки» плитного фундаменту будівлі є відстань від котловану до споруди та глибина закладання підшви «стіни в ґрунті». При різних комбінаціях даних параметрів, значення розрахункових вертикальних деформацій будівлі можуть відрізнятись до декількох разів.

**Ключові слова.** числове моделювання, огорожувальні конструкції котловану, «стіна в ґрунті», глинистий розчин, «технологічні осадки».

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Швидкі темпи загальносвітової урбанізації протягом останнього сторіччя призвели до інтенсивної міграції сільського населення у великі міста. Ці процеси сприяють бурхливому розвитку великих міст, збільшенню кількості їх мешканців та активній розбудові для забезпечення зростаючих потреб у житловій та комерційній площі. Задоволення цих потреб все частіше вимагає освоєння підземного простору. В більшості випадків, це актуально в історичних центрах міст та пов'язане зі збереженням історико-архітектурної спадщини і високою вартістю земельної ділянки.

Будівельні норми визначають, що вплив заглиблених частин споруд на ґрунтовий масив і навколишню забудову спостерігається на відстані, яка залежить від їх розмірів, навантаження і способу зведення підземної частини та влаштування котловану новобудови, зокрема. Розвиток будівельних технологій дав змогу розробляти глибокі котловани поблизу існуючих споруд, використовуючи різні системи огорожувальних конструкцій (шпунтове огороження, огороження з бурових паль, «опускний колодязь», «стіна в ґрунті», і т.п.) та технологій будівництва, таких як «top-down».

Проектування огорожувальних конструкцій котловану та заглиблених споруд вимагає, крім врахування деформацій основ викликаних розкопкою котловану, врахувати додаткові деформації, що проявляються внаслідок процесу виконання робіт з влаштування огороження. Визначення останніх є досить складним, оскільки залежать від багатьох деталей технології влаштування огорожувальних конструкцій. Тому, часто, при розрахунках даним фактором нехтують, що призводить до заниження розрахункових деформацій фундаментних конструкцій сусідніх будівель, хоча й не рідко саме це може бути визначальним.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питанням деформацій існуючих будівель поблизу котлованів займалися як вітчизняні так і закордонні фахівці в області геотехніки. Насамперед, велика увага приділяється числовим та експериментальним дослідженням напружено-деформованого стану системи «будівля – утримуючі конструкції котловану – ґрунтовий масив» в умовах щільної забудови. Результати даних досліджень викладені у працях І.П. Бойка [1], Сахарова В.О. [2], Ю.Л. Винникова [3] та ін. Також, значна увага відводиться питанню деформацій основи на етапах зведення огорожувальних конструкцій котлованів. В своїх роботах Comodromos E.M, Gourvenec S.M. і Powrie W. [6, 7] описують два основні підходи щодо методів моделювання стадій розкопки траншеї, при влаштуванні «стіни в ґрунті».

Узагальнюючи, можна виділити ряд основних факторів, які впливають на деформації існуючих споруд в зоні впливу глибоких котлованів: інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови майданчика будівництва, віддаленість котловану від суміжної забудови, положення відміток дна котловану та підшви фундаментних конструкцій, тип фундаментних конструкцій існуючої будівлі, технологія будівництва заглиблених споруд і огорожувальних конструкцій котловану та ін.

## МЕТА РОБОТИ

Визначити вплив врахування особливостей процесу влаштування огорожувальної конструкції типу «стіна в ґрунті» на додаткові деформації існуючої будівлі. Виконати порівняльний аналіз з розрахунковою схемою, де процес влаштування стіни не враховано.

## ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

В рамках даної роботи виконано дослідження впливу на оточуючу забудову внаслідок зведення огорожувальних конструкцій котловану методом «стіна в ґрунті».

Даний метод має ряд суттєвих позитивних якостей: можливість розробляти глибокі котловани в складних інженерно-геологічних умовах, зокрема у водонасичених ґрунтах, незначний об'єм земляних робіт, виключена необхідність у відкачуванні води й зворотній засипці. Ще однією перевагою є можливість виконання робіт в безпосередній близькості до існуючих будівель завдяки відсутності динамічних та вібраційних навантажень. Іноді «стіна в ґрунті» є єдиною можливим варіантом будівництва, наприклад, коли споруда в плані має великі розміри і складну конфігурацію, споруджується в складних кліматичних умовах або має незамкнений лінійно-протяжний характер [4]. Однак, на противагу, цим якостям, стоїть складний технологічний процес виконання робіт.

Технологія «стіни в ґрунті» полягає у влаштуванні огорожувальних конструкцій шляхом бетонування вузьких (шириною 0,4-1,2м) та глибоких (може сягати 60м) траншей під захистом глинистої суспензії, яка створює збитковий гідростатичний тиск на вертикальну поверхню, таким чином захищаючи траншею від обрушення ґрунту. Влаштування «стіни в ґрунті» виконують окремими захватками з довжиною траншеї 2-6м.

## ВИХІДНІ ДАНІ

В якості вихідних даних, для визначення додаткових деформацій існуючої споруди, прийнято типовий проект 9-ти поверхової будівлі з цокольним поверхом 70-80-х років минулого сторіччя зі змішаною конструктивною схемою. Просторова жорсткість якої забезпечується сумісною роботою ригелів, плит перекриття та несучих цегляних стін різної товщини і залізобетонних колон квадратного перерізу. Відмітка низу фундаменту будівлі, що представлений монолітною залізобетонною плитою товщиною 1м, становить - 1,6м, тиск під подошвою фундаменту в межах 150-200 кПа. Розміри будівлі в плані складають 27,5x24,5 м.

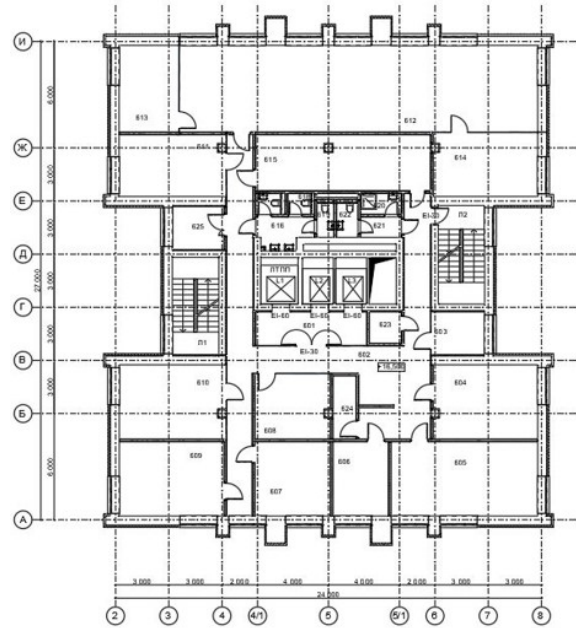


Рис. 1. План типового поверху існуючої будівлі.  
Fig.1. The typical floor plan of the existing building.

Основа складена ґрунтами, фізико-механічні характеристики яких представлені в табл. 1. Ґрунтові води залягають на відмітці -22,0 м від денної поверхні землі.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

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

Назва ґрунту	Потужність шару, м	Питома вага, $\gamma$ кН/м <sup>3</sup>	Кут внутрішнього тертя $\varphi^\circ$	Питома щеплення с, кПа	Модуль деформації $E_{50}$ $E_{ur}$ МПа
Супісок пластичний	4	17,8	20	15	16/48
Пісок дрібний	16	17,5	33	1	30/90
Глина напівтверда	>20м	18,4	13	40	20/60

Дослідження виконувались методом числового моделювання з використанням технічного інструментарію реалізованого в програмному комплексі PLAXIS 3D, апаратна частина якого базується на методі скінченних елементів (МСЕ). Поставлена задача реалізована у тривимірній постановці з використанням моделі ґрунтового середовища Hardening Soil Model (HSM).

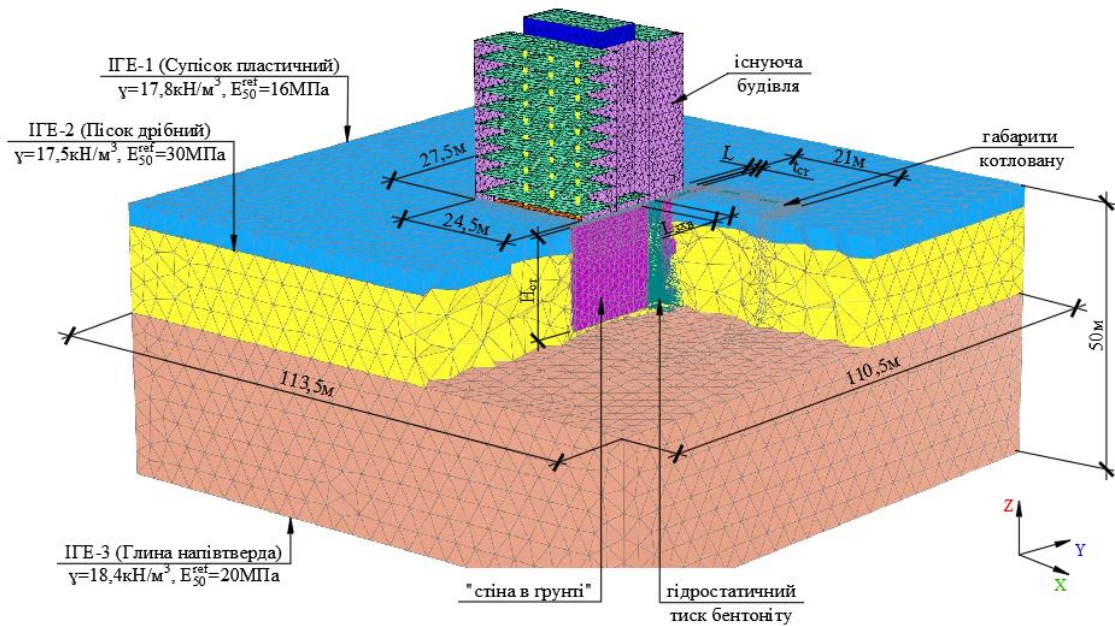


Рис.2. Скінченно-елементна модель будівлі з ґрунтовим масивом.  
Fig.2. Finite-element model of a building with a soil massif

Розрахункова схема складається з об'ємного ґрунтового масиву з відповідними інженерно-геологічними елементами; існуючої будівлі та котловану з огорожувальними конструкціями у вигляді траншейної «стіни в ґрунті» товщиною 0,6м. Будівля розташована вздовж довшої сторони котловану, розміри в плані якого складають 35x21м. Числова модель обмежена розмірами 113,5x110,5x50м. Прийняті розміри визначені, враховуючи розташування граничних умов за межами зони впливу котловану та існуючої будівлі.

Для визначення основних технологічних параметрів «стіни в ґрунті» та їх впливу на додаткові деформації сусідньої споруди, вирішено розглянути 3 задачі:

I. В рамках першої задачі досліджено вплив відстані від котловану до будівлі –  $L$  та глибини закладання підосви «стіни в ґрунті» –  $H_{ст}$  на додаткові осідання будівлі, що спричинені процесом зведення «стіни в ґрунті»;

II. В другій задачі проведено дослідження залежності додаткових деформацій будівлі від довжини захватки траншеї –  $L_{зхв}$ .

III. В третій задачі виконано кількісну оцінку «технологічних осадок» при різних значеннях щільності глинистого розчину  $\rho_{гр}$ ;

Під терміном «технологічні осадки» мається на увазі, додаткові осідання існуючої будівлі, що спричинені процесом виконання огорожувальної конструкції котловану.

### ВПЛИВ ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ ПІДОШВИ ТА ВІДДАЛЕНОСТІ ТРАНШЕЇ ВІД БУДІВЛІ

Виконано дослідження при варіюванні параметрів моделі  $L = \{1, 2; 3; 5; 10\} \text{ м}$  – відстань від котловану до будівлі та  $H_{ст} = \{12, 18, 24\} \text{ м}$  – глибина закладання підосви «стіни в ґрунті».

Моделювання процесу влаштування «стіни в ґрунті» складається з декількох основних етапів:

- Розробка траншеї під захистом глинистого розчину.
- Заповнення траншеї бетонною сумішшю з витисненням глинистого розчину під дією власної ваги.
- Створення ділянки стіни з твердого бетону із зміною характеристик.

Провівши аналіз літературних джерел, можна виділити два основні підходи до числового моделювання процесу екскавації ґрунту в траншеї, що зустрічається в науковій практиці.

Перший підхід у моделюванні реалізується шляхом видалення ґрунту з траншеї та заміною його навантаженням, що еквівалентне гідростатичному тиску глинистого розчину та бетонної суміші відповідно. Цей підхід, застосовується у роботах багатьох науковців і показує достатньо високу збіжність результатів з даними геомоніторингу. [6]

Другий підхід найбільш детально описано в роботі Е. Comodromos [7]. Він полягає в заміні властивостей ґрунту в межах траншеї, на такі, що відповідають характеристикам глинистої суспензії.

В рамках даного дослідження було прийнято перший підхід, принципову схему якого можна спостерігати на Рис.3. Таким чином, етап влаштування стіни складається з трьох стадій: на першій задається гідростатичний тиск глинистого розчину<sup>1</sup>; на другій – бетонної суміші; а на третій – елементам траншеї призначаються жорсткісні параметри бетону.

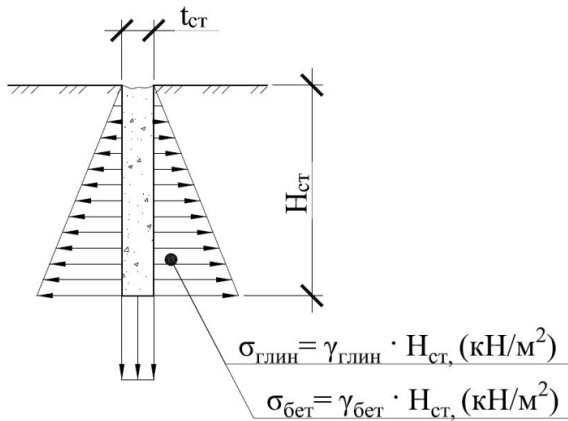


Рис.3. Схема розробки траншеї із заповненням глинистим розчином та бетонною сумішшю.  
Fig.3. Schematic diagram of excavation trench with clay slurry and concrete mixture filling.

<sup>1</sup> В даній задачі щільність глинистого розчину прийнято  $\rho_{г.р} = 1,1 \text{ т/м}^3$ , бетонної суміші -  $\rho_{б.с} = 2,4 \text{ т/м}^3$ , довжина захватки траншеї -  $L_{зхв} = 4 \text{ м}$ .

Сумісна робота ґрунтового масиву та готової огорожувальної конструкції врахована призначенням її бічним поверхням інтерфейсів та введенням параметру  $R_{inter}$ , що враховує взаємодію бетону та оточуючого ґрунту.

Влаштування траншейної «стіни в ґрунті» виконувалось окремими захватками, поетапно, відповідно до технологічної послідовності. Загальна кількість етапів – 9.

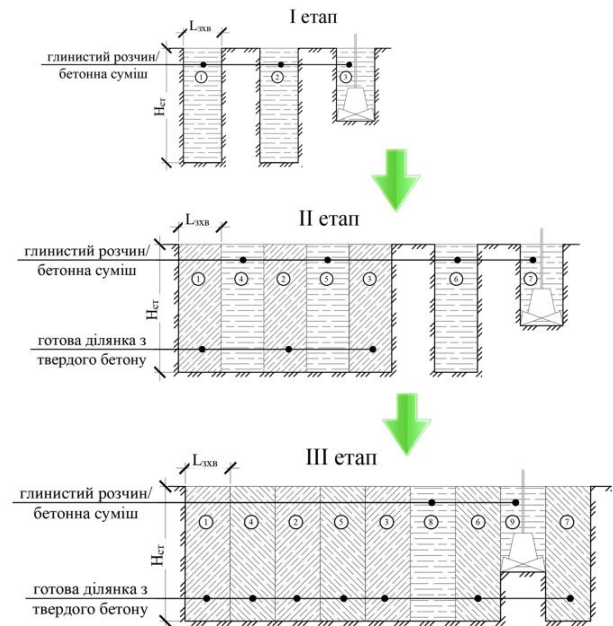


Рис.4. Технологічна послідовність виконання «стіни в ґрунті».  
Fig.4. Technological sequence of execution of "wall in soil".

Також слід зазначити, що в рамках даного дослідження не враховано розкопку котловану, а лише влаштування огороження по його периметру. Тому, деформації будівлі спричинені локальним ослабленням основи, внаслідок виїмки ґрунту з траншеї.

Фіксація додаткових деформацій фундаментної плити виконувалась в її найбільш характерних точках. Отримані значення порівняно з розрахунковими схемами, для яких технологію не враховано, а влаштування стіни виконувалось в одну стадію, шляхом призначення елементам схеми в межах траншеї, пружних характеристик бетону.

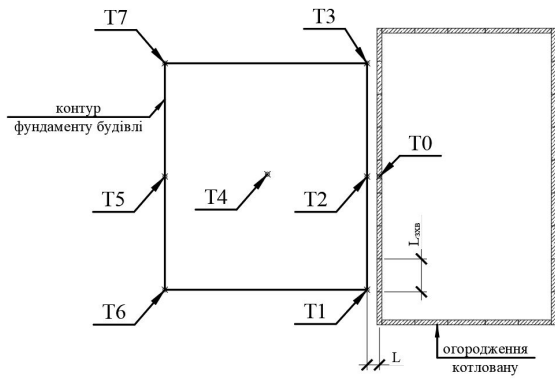


Рис.5. Схема розташування точок фіксації додаткових деформацій фундаменту.  
 Fig.5. The scheme of the location of points of fixation of additional deformations of the foundation.

За результатами розрахунку отримано, що найбільші деформації будівлі становлять 32мм при глибині траншеї 24м і відстані  $L=1,2$ м від будинку. Найменші, складають 4мм, за умови розташування котловану з траншейною «стіною в ґрунті» глибиною 12м на відстані 10м до будівлі.

В таблиці 2 наведено додаткові деформації фундаменту по лінії Т1-Т3, що межує з котлованом. Можемо спостерігати, що значення додаткових вертикальних дефор-

мацій в точці Т3 є більшими порівняно з іншими, це свідчить про вплив напрямку виконання робіт з влаштування «стіни в ґрунті».

Табл. 2. Додаткові вертикальні деформації фундаменту  $\Delta U_z$ , мм.  
 Table 2. Additional vertical deformations of the foundation  $\Delta U_z$ , mm.

Без технології влаштування «стіни в ґрунті»					
Відстань, L (м)		1,2	3	5	10
Нст=12м	T1	-1,829	-1,772	-1,05	-0,909
	T2	-1,807	-1,741	-1,549	-0,906
	T3	-1,814	-1,851	-1,138	-0,972
Нст=18м	T1	-2,005	-2,097	-1,985	-1,033
	T2	-1,933	-1,95	-1,79	-0,958
	T3	-1,911	-1,923	-1,749	-0,972
Нст=24м	T1	-1,988	-2,24	-1,005	-0,876
	T2	-1,94	-1,894	-1,751	-0,824
	T3	-1,951	-2,11	-1,377	-0,856
З технологією влаштування «стіни в ґрунті»					
Нст=12м	T1	-18,983	-13,484	-8,901	-4,229
	T2	-19,597	-13,99	-9,293	-4,406
	T3	-19,947	-14,434	-9,807	-4,71
Нст=18м	T1	-26,895	-20,994	-14,485	-7,166
	T2	-27,778	-21,68	-14,928	-7,253
	T3	-28,323	-22,26	-15,407	-7,469
Нст=24м	T1	-29,863	-23,223	-16,347	-7,894
	T2	-31,138	-24,238	-16,881	-8,085
	T3	-31,899	-24,998	-17,349	-8,352

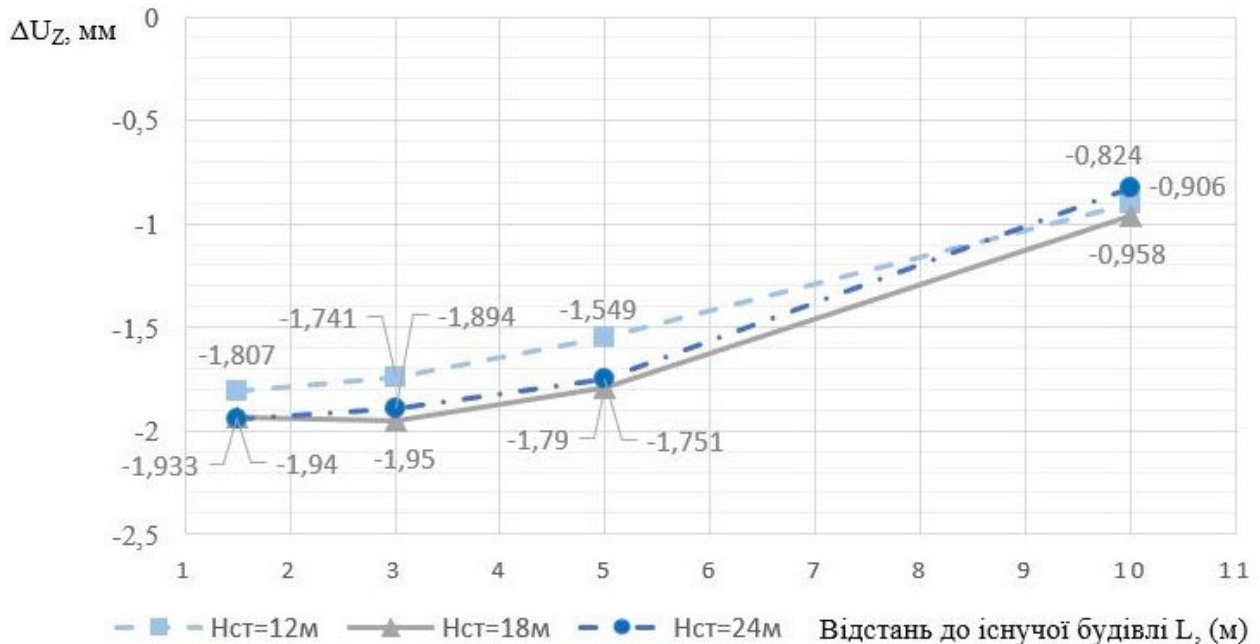


Рис.6. Додаткові деформації фундаменту  $\Delta U_z$ , без врахування технології влаштування «стіни в ґрунті», мм.  
 Fig.6. Additional deformations of the foundation  $\Delta U_z$ , without taking into account the "wall in the soil" installation technology, mm.

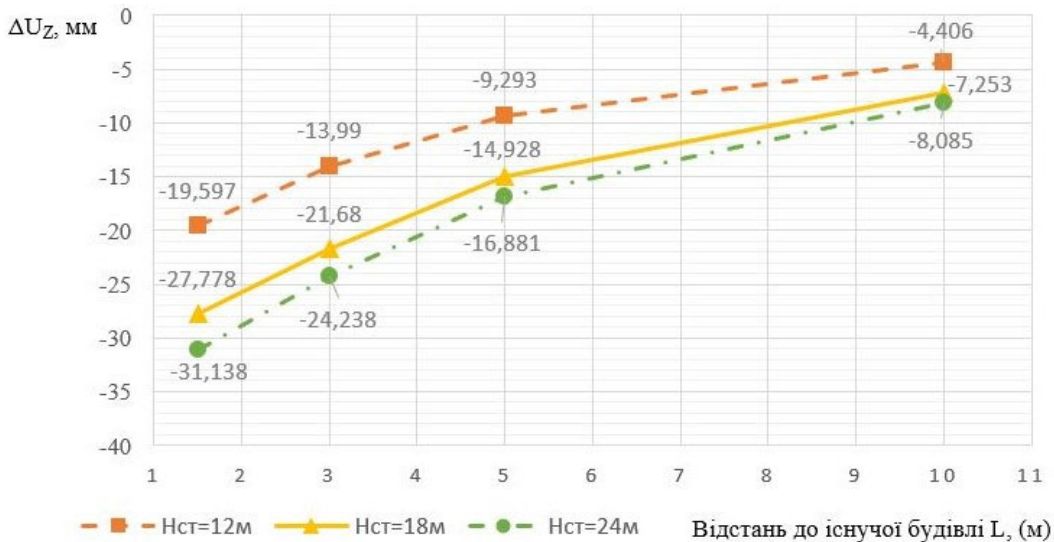


Рис.7. Додаткові деформації фундаменту  $\Delta U_z$ , з врахуванням технології влаштування «стіни в ґрунті», мм.

Fig.7. Additional deformations of the foundation  $\Delta U_z$ , taking into account the "wall in the soil" installation technology, mm.

На Рис. 6, 7 представлені графіки залежності додаткових вертикальних деформацій фундаменту будівлі в точці T2 з віддаленістю котловану, для схем з обома способами моделювання стіни.

З отриманих графіків бачимо, що при збільшенні глибини закладання підосви «стіни в ґрунті» різниця в додаткових осіданнях будівлі зменшується. Для  $H_{ст} = 12\text{м}$  та  $18\text{м}$  приріст деформацій складає 29,5%, водночас для  $H_{ст} = 18\text{м}$  та  $24\text{м}$  вони становлять 10,7%. Також, спостерігається затухаючий ефект впливу технології влаштування «стіни в ґрунті» з відстанню, на додаткові деформації будівлі.

### ДОВЖИНА ЗАХВАТКИ

Довжину захватки траншеї приймають в залежності від типу землерийної машини, інтенсивності виконання бетонних робіт та з умови забезпечення стійкості стінок траншеї. Таким чином, урахування фактору довжини захватки є важливим при прогнозуванні «технологічних осадок».

Для «стіни в ґрунті» з відміткою дна траншеї  $-18\text{м}$  виконано ряд числових розрахунків при різних довжинах захватки  $L_{зхв} = \{3; 4; 5\text{м}\}$  для визначення впливу на додаткові деформації суміжної будівлі. Результати розрахунків наведено на Рис.8, 9.

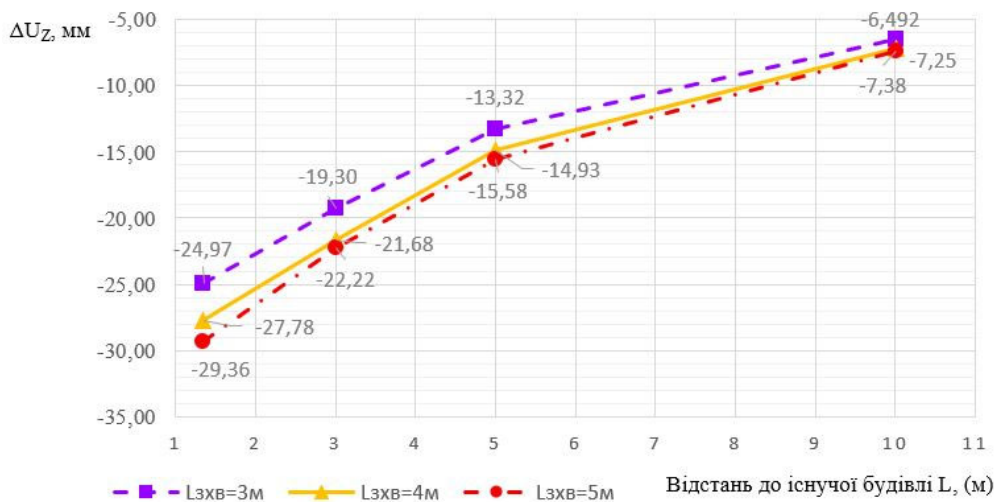


Рис.8. Додаткові деформації фундаменту  $\Delta U_z$  в точці T2, при різній довжині захваток, мм.

Fig.8. Additional deformations of the foundation  $\Delta U_z$  at point T2, with different lengths of grips, mm.

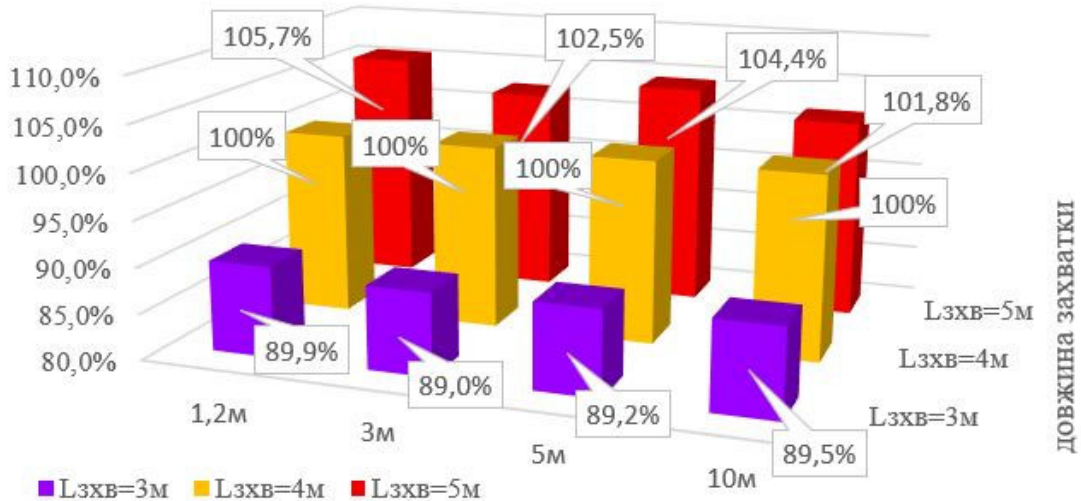


Рис.9. Різниця вертикальних деформації фундаменту  $\Delta U_z$ , при різній довжині захваток, %.  
 Fig.9. The difference in vertical deformations of the foundation  $\Delta U_z$ , with different lengths of grips, %.

В результаті, отримано, що найбільша різниця в додаткових осіданнях фундаменту будівлі спостерігається при відстані котловану до будівлі 1,2м. При цьому, при зменшенні довжини захватки з 4м, що використано в попередній задачі, до 3м, значення деформацій зменшились на 10%. Це означає, що при близькому розташуванні котловану до будівлі підбір оптимальної довжини захватки дозволяє зменшити вплив на сусідню забудову.

### ЩІЛЬНІСТЬ ГЛИНИСТОГО РОЗЧИНУ

У процесі розробки траншеї, стійкість її стінок забезпечують застосуванням глинистого розчину, для приготування якого використовують бентонітові глини або місцеві глини з високим вмістом глинистих часток. Щільність розчину з використанням бентонітових глин приймають  $1,03...1,10\text{т/м}^3$ , при використанні інших видів глин  $1,10...1,30\text{т/м}^3$ . У поставленій задачі, для числового моделювання прийнято наступні значення:  $\rho_{г.р1}=1,05\text{т/м}^3$ ;  $\rho_{г.р2}=1,10\text{т/м}^3$ ;  $\rho_{г.р3}=1,30\text{т/м}^3$ .

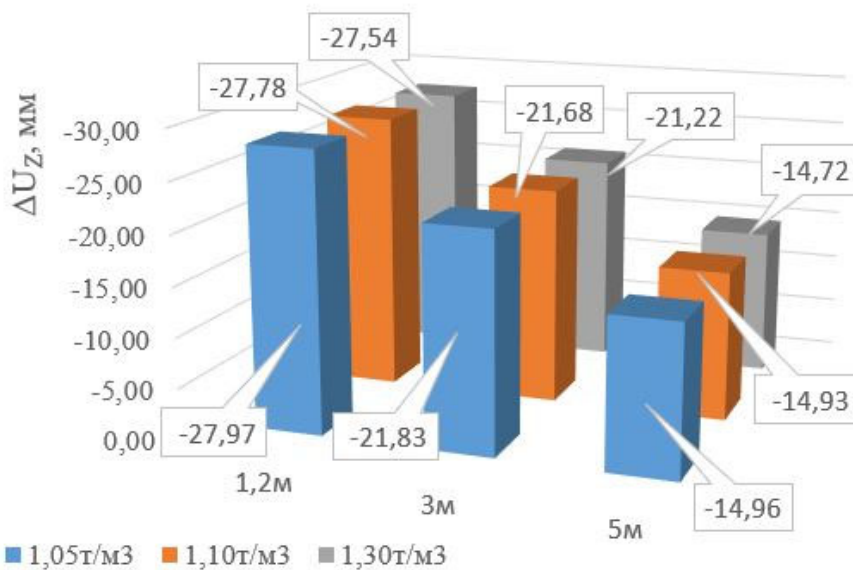


Рис.10. Додаткові деформації фундаменту  $\Delta U_z$ , при різній щільності глинистого розчину, мм.  
 Fig.10. Additional deformations of the foundation  $\Delta U_z$ , at different densities of the clay solution, mm.

На Рис.10 показано додаткові вертикальні деформації фундаменту при різних значеннях щільності глинистого розчину. Спостерігаються незначні зміни деформацій в межах 2%. Це свідчить, що вплив даного фактору, в межах поставленої задачі з визначення додаткових осідань будівлі на плитному фундаменті від влаштування огороження котловану є несуттєвим.

#### ВИСНОВКИ

Виявлено, що при моделюванні процесу виконання огорожувальних конструкцій котловану спостерігається наявність його суттєвого впливу на існуючу забудову.

Встановлено, що моделювання влаштування «стіни в ґрунті» в одну стадію без врахування технологічного процесу, викликає незначні деформації основи та фундаментів будівлі (<2мм), які насамперед зумовлюються більшою питомою вагою бетонних конструкцій. Таким чином, при розрахунку без врахування процесу влаштування «стіни в ґрунті» додаткові осідання будівлі становлять 6,2%...18,7% порівняно з результатами де технологічний процес враховано.

Визначено, що збільшення глибини закладання підшви «стіни в ґрунті» призводить до збільшення площі вільної бічної поверхні траншеї, яка перебуває під дією тиску, зумовленого сусідньою будівлею. При цьому відбувається приріст горизонтальних деформацій стінок траншеї, що в свою чергу впливає на осідання існуючої будівлі. Приріст осідань складає 29,5%, при збільшенні  $H_{ст}$  з 12м до 18м, та 10,7% при збільшенні  $H_{ст}$  з 18м до 24м.

Отримано, що різниця додаткових вертикальних деформацій будівлі при довжині захватки траншеї від 3 до 5м становить до 16%.

Встановлено, що зміна щільності глинистого розчину майже не впливає на додаткові осідання оточуючої забудови, їх вплив за результатами обчислень становить 2%.

Приведені результати дослідження свідчать, що найбільш визначальними факторами, що впливають на «технологічні осадки» плитного фундаменту будівлі є відс-

тань від котловану до споруди та глибина закладання підшви «стіни в ґрунті». При різних комбінаціях даних параметрів, значення розрахункових вертикальних деформацій будівлі можуть відрізнятися до декількох разів.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. 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.
2. Сахаров В.О. Моделювання взаємодії пального фундаменту з нелінійною основою в умовах прибудови: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Володимир Олександрович. – К.: КНУБА, 2005. – 215 с.
3. Винников Ю.Л. Модельные исследования эффективности грунтоцементных разделительных экранов для защиты от влияния нового строительства / Ю.Л. Винников, А.В. Веденисов // *Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура*. – Пермь 2015 – С.51-63 - DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04.
4. Зоценко М. Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков, В. Б. Швець, О. В. Школа, С. В. Біда, Ю. Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2003. – 446 с.:
5. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів. - Чинний від 2014-01-01. – Київ.: Мінрегіон України, 2013. – 88с.
6. Gourvenec S.M. Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation / S.M. Gourvenec, W. Powrie // *Geotechnique* № 6. – 1999. – P. 801–823.
7. Comodromos E.M. Effects from diaphragm wall installation to surrounding soil and adjacent buildings / E.M. Comodromos, M.C. Papadopoulou, G.K. Konstantinidis // *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Paris, 2013.
8. Schafer R. Numerical analysis of diaphragm wall construction and subsequent pit excavation in clayey ground. / R. Schafer, Th.

Triantafyllidis // *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* – Toulouse, 2002.

9. Boyko I.P. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / I.P. Boyko, V.S. Boyandin, A.E. Delnik, A.L. Kozak, A.S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics* № 62. – 1992. – p. 316-328.
10. Ручківський В. Формування напружено-деформованого стану основи при зведенні фундаментів на різних відмітках в щільно забудованій території / В. Ручківський // *Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 64-71. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71.

## REFERENCES

1. Boiko I.P., Sakharov V.O. (2004). Napruzhenno-deformovanyi stan gruntovoho masyvu pry prybudovi novykh fundamentiv pobly-zu isnuuuchykh budynkiv [Stress-strain state of the soil massif during the addition of new foundations near existing buildings]. *Osnovy i fundamenti. Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, – Vyp. 28. (in Ukrainian).
2. Sakharov V.O. (2005). Modelyuvannya vzayemodiyi paljovogo fundamentu z nelinijnoyu osnovoyu v umovakh prybudovy [Modeling of the interaction of a pile foundation with a non-linear basis in the conditions of an extension]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 215 (in Ukrainian).
3. Vynnykov Yu.L., Vedenysov A.V. (2015). Modelnye yssledovaniya efektyvnosti hruntotsementnykh razdelytelnykh ekranov dlia zashchyty ot vlyaniya novoho stroytelstva [Model studies of the effectiveness of soilcement dividing screens for protection against the influence of new construction]. *Vestnyk Permskoho natsyonalnoho yssledovatelskoho polytekhnycheskoho unyversyteta. Seryia: Stroytelstvo y arkhytektura*. Perm, 51-63. DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04. (in Russian).
4. Zotsenko M.L., Kovalenko V.I., Yakovliev A.V., Petrakov O.O., Shvets V.B., Shkola O.V., Bida S.V., Vynnykov Yu.L. (2003). Inzhenerna heolohiia. Mekhanika gruntiv, osnovy i fundamenti: Pidruchnyk [Engineering geology. Mechanics of soils, bases and foundations: Textbook]. Poltava: PNTU, 446. (in Ukrainian)
5. DSTU-N B V.2.1-28:2013 (2013). Nastanova shchodo provedennia zemlianykh robot, ulashtuvannia osnov ta sporudzhennia fundamentiv [Guidelines for carrying out earthworks, arrangement of foundations and construction of foundations]. *Chynnyi vid 2014-01-01*. Kyiv.: Minrehion Ukrainy, 88. (in Ukrainian).
6. Gourvenec S.M., Powrie W. (1999). Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation // *Geotechnique* № 6, 801–823.
7. Comodromos E.M., Papadopoulou M.C., Konstantinidis G.K. (2013). Effects from diaphragm wall installation to surrounding soil and adjacent buildings // *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Paris.
8. Schafer R, Triantafyllidis Th. (2002). Numerical analysis of diaphragm wall construction and subsequent pit excavation in clayey ground. // *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Toulouse.
9. Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. (1992). Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics*, 62, 316-328.
10. Ruchkivskyi, V. (2021). Formuvannya napruzhenno-deformovanoho stanu osnovy pry zvedenni fundamentiv na riznykh vidmitkakh v shchilno zabudovaniy terytorii [Formation of the stress-strain state of the base during construction foundations at different marks in a densely built-up territory]. *Naukovotekhnichniy zbirnyk «Osnovy ta fundamenti»*, 42, 64-71. (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71.

**Assessing the impact of the process of constructing foundation pit enclosure structures on surrounding building**

*Liudmyla Bondareva,  
Maksym Khoronzhevskiy*

**Summary.** An important issue in the calculations of retaining structures of pits and their interaction with the foundation and existing structures is taking into account the features of their installation technology. Quite often, during calculations, this factor is ignored or taken into account by introducing correction factors, which are somehow based on the statistical processing of observation data during the construction of similar objects.

The development of numerical methods has enabled designers to use detailed finite-element models in calculations to more accurately predict the behavior of bases and structures, without spending excessive amounts of time.

In this work, numerical modeling methods are used to reproduce the process of installation of the pit enclosure structures using the trench method "wall in soil" to determine its impact on existing buildings. For this, a numerical model of a 9-floor building with a soil massif was created. Modeling of the foundation pit and enclosure structures, which is installed next to the building, was done. At the same time, the use of a three-dimensional formulation of the problem made it possible to take into account the length of the wall panel and the technological sequence of the construction.

The existing methods of trench excavation modeling were analyzed and one of them was implemented in the calculation scheme.

The impact of various factors on the formation of additional deformations of the existing building was investigated, such as:  $L$  - distance from the foundation pit to the building;  $H_{CT}$  - the depth of laying the sole "wall in the ground";  $L_{3XB}$  - the length of the wall panel;  $\rho_{r,p}$  - is the density of the clay slurry.

Within each task, the settlement of the foundation of the building is determined with different input parameters:  $L=\{1,2; 3; 5; 10m\}$ ,  $H_{CT}=\{12; 18; 24m\}$ ,  $L_{3XB}=\{3; 4; 5m\}$ ,  $\rho_{r,p}=\{1.05; 1.10; 1.30t/m^3\}$ . The results are presented in the form of graphs.

The results of the research show that the most determining factors affecting the «technological settlements» of the slab foundation of the building are the distance from the pit to the building and the depth of laying the sole of the "wall in the soil". With different combinations of these parameters, the values of calculated vertical deformations of the building can differ up to several times.

**Key words.** numerical modeling, foundation pit enclosure structures, «wall in soil», clay slurry, «technological settlements».

## Оцінка вогневого впливу, що виникає внаслідок пожежі, на несучу здатність стін підземної частини будівлі

Віктор Носенко<sup>1</sup>, Олег Фесенко<sup>2</sup>, Тарас Донець<sup>3</sup>

<sup>1,2,3</sup> Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

<sup>1</sup> v.s.nosenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-8261-1846>

<sup>2</sup> fesenko.oa@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-8154-2239>

<sup>3</sup> t.p.donets@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-2203-5824>

DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.33-39

**Анотація.** В роботі представлено числове моделювання вогневого впливу на будівельну конструкцію внаслідок пожежі та її статичний розрахунок з урахуванням зниження фактичних характеристик матеріалів з причини дії підвищених температур.

В якості об'єкту дослідження обрано залізобетонна стіну підземної частини будівлі, що зазнає вогневого впливу з однієї сторони.

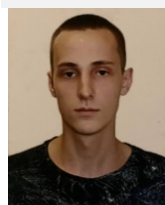
Для оцінки вогневого впливу на конструкції використано уточнені методи, які дають наближений до натурних досліджень результат. Теплофізичний розрахунок виконано в сучасному програмному комплексі ЛІРА-САПР, де є можливість моделювання трьох основних видів передачі тепла: теплопровідність, конвекція та променистий теплообмін або радіація. За результатами теплофізичного розрахунку було отримано розподіл температури в поперечному перерізі конструкції та її елементах: бетоні та арматурі. Розрахунок виконувався для 120 хв вогневого впливу конструкції за стандартним температурним режимом пожежі. На основі визначеної температури в арматурі та поперечному перерізі конструкції були визначені коефіцієнти зниження міцності арматури та бетону. Відповідно до методики, переріз було розділено на однакові зони та для кожної визначено середню температуру і міцність на стиск. Також отримана товщина пошкодженої зони  $a_z$  з боку вогневого впливу та побудовано приведений поперечний переріз, який не включає пошкоджену зону.



**Віктор Носенко**  
доцент кафедри  
геотехніки  
к.т.н.



**Олег Фесенко**  
доцент кафедри залізобетонних  
і кам'яних конструкцій,  
к.т.н.



**Тарас Донець**  
магістр кафедри  
геотехніки.

Статичний розрахунок виконано за методикою розрахунку для нормальних температур. Для розрахунку було використано деформаційний метод, який враховує деформації бетону на кожній ітерації. Була визначена нормальна сила, що діє по довжині 1 м.п. стіни після вогневого впливу з урахуванням зниження характеристики міцності матеріалів та за нормальної температури і побудовані відповідні діаграми.

**Ключові слова:** вогневий вплив пожежі; стіна підземної частини; чисельні методи; теплофізичний розрахунок; несуча здатність.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасному будівництві зберігається тенденція до максимальної оптимізації доцільного використання матеріалів. Для цього необхідно при проектуванні конструкцій враховувати всі можливі негативні фактори на умови її роботи. Одним з таких факторів може бути пожежа на будівельному майданчику, під час експлуатації будівлі або її виникнення внаслідок надзвичайної ситуації.

Дослідження вогневого впливу на несучу здатність конструкції стає можливим з появою сучасних програмних комплексів та відповідних методик розрахунку.

## МЕТА РОБОТИ

Дослідження числовими методами вогневого впливу на стіну підземної частини в зв'язку з можливістю виникнення пожежі під час експлуатації або внаслідок надзвичайних ситуацій та оцінка величини зниження несучої здатності конструкції.

## ЗАДАЧІ

- 1) Теплофізичний розрахунок конструкції;
- 2) Визначення фактичних характеристик матеріалів при підвищених температурах внаслідок вогневого впливу;
- 3) Статичний розрахунок за нормальної температури та з урахуванням вогневого впливу внаслідок пожежі.

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Уточнені розрахункові методи забезпечують найбільш реалістичний результат розрахунку конструкцій, що зазнають вогневого впливу. Методи базуються на фундаментальній фізичній роботі таким чином, щоб забезпечити прийнятний рівень наближення результатів розрахунку до очікуваної поведінки окремої конструкції під час пожежі. Уточнені методи розрахунку включають розрахункові моделі для визна-

чення:

- зростання та розподілення температури в конструкції (теплотехнічний розрахунок);
- механічної роботи конструкції (статичний розрахунок).

Розрахунки конструкцій уточненими методами виконують із застосуванням просторових комп'ютерних моделей, що розроблені у програмних комплексах, реалізованих на основі методу скінченних елементів (МСЕ) у формі переміщень. Розрахунок виконується на дію теплових впливів та статичного навантаження під час пожежі.

Теплофізичний розрахунок було виконано в ПК ЛІРА-САПР, в якому реалізовано метод скінченних елементів та присутній необхідний для моделювання набір скінченних елементів.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для дослідження вогневого впливу була обрана стіна підземної частини будівлі з поперечним перерізом  $h \times b = 250 \times 1000$  мм, бетоном класу С20/25, армуванням –  $\text{Ø}14$  А500С кр. 200 мм, відстань до центру ваги арматури становить 40 мм. Поперечний переріз стіни наведено на Рис. 1.

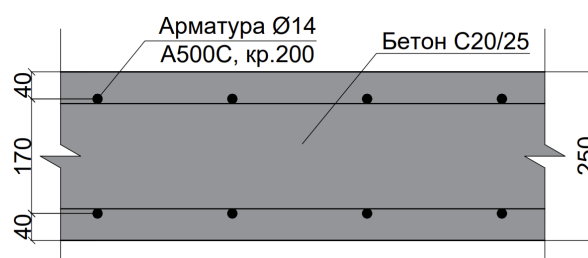


Рис.1. Поперечний переріз стіни.

Fig.1 Cross-section of a wall.

Розрахунок виконувався для 120 хв вогневого впливу за стандартним температурним режимом пожежі. Стандартний температурний режим – зміна температури в часі при випробуваннях конструкцій на вогнестійкість, який визначається залежністю:

$$T_s = 345 \lg(8t + 1) + 20 \quad (1)$$

де,  $t$  – тривалість випробувань, хв;

$T_s$  – температура, яка відповідає часу  $t$ , °С

Для побудови розрахункової схеми та задавання граничних умов була обрана 15-а ознака схеми “одна степінь вільності у вузлі – температура (t)”. Вогневий вплив здійснюється тільки з однієї сторони. Постановка задачі була плоскою (2D) для спрощення тривалості та трудомісткості розрахунків, оскільки результати такі ж як і при просторовому моделюванні.

При моделюванні розрахункової схеми було враховано три основні види передачі тепла:

1 – теплопровідність (реалізована у вигляді жорсткості для елементів) (Рис. 2.);

2 – конвекція (контактні двовузлові скінченні елементи, коефіцієнт конвекції  $a = 25 \text{ Дж}/(\text{м}^2\text{с}^\circ\text{C})$ ) (Рис.2.);

3 – променистий теплообмін або радіація (“навантаження виду тепловий потік на вузол”, коефіцієнт поглинання – 0,8).

Скінченно-елементна (СЕ) розрахункова модель складається з 440 елементів та 451 вузла та наведена на Рис. 2.

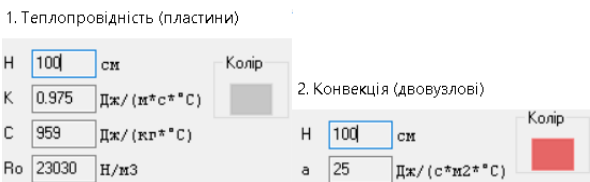
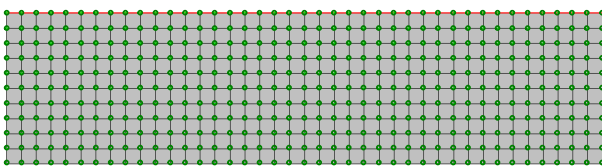


Рис.2. Загальний вигляд СЕ моделі поперечного перерізу стіни та задані жорсткості елементів.

Fig.2. General view of the finite element model of the cross section of the wall and the specified stiffnesses of the elements.

### РЕЗУЛЬТАТИ ТЕПЛОФІЗИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

В результаті виконаного теплофізичного розрахунку, із урахуванням рекомендацій [9, 16], було отримано розподіл температури в поперечному перерізі стіни підземної частини будівлі після 120 хв вогневого впливу (Рис. 2). Температура в арматурі

конструкції з боку вогневого впливу внаслідок пожежі становить  $\theta_{arm} = 545^\circ\text{C}$  (Рис. 3).

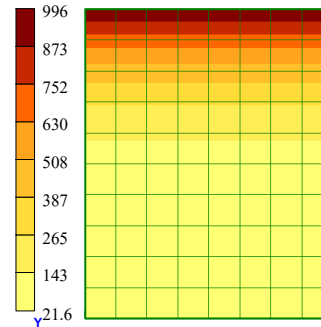


Рис. 3. Розподіл температури в поперечному перерізі стіни після 120 хв вогневого впливу.

Fig.3. Temperature distribution in the cross-section of the wall after 120 minutes of fire exposure.

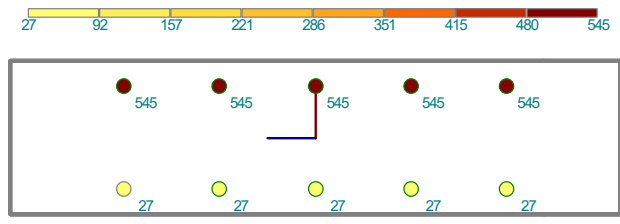


Рис. 4. Розподіл температури в арматурі конструкції після 120 хв вогневого впливу.

Fig.4. Temperature distribution in the reinforcement of the structure after 120 minutes of fire exposure.

### ФАКТИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МІЦНОСТІ МАТЕРІАЛІВ

Згідно рекомендацій [16] для визначення зниження характеристики міцності матеріалів поперечний переріз ділиться на  $n \geq 3$  паралельних зон однакової товщини. В цих зонах враховується середня температура та відповідний середній опір на стиск  $f_{cd}(\theta)$ .

Пошкоджений під час пожежі поперечний переріз представлений приведеним поперечним перерізом, який не включає товщину пошкодженої зони  $a_z$  обігріваної поверхні (Рис. 5). Приведення поперечного перерізу базується на визначенні товщині  $a_z$  пошкодженої зони обігріваної поверхні.

СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК

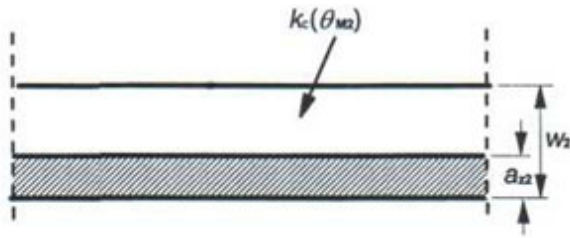


Рис. 5. Приведений поперечний переріз стіни.  
Fig.5. A cross-section the wall.

Визначається відповідний коефіцієнт зниження міцності бетону на стиск  $k_c(\theta_i)$  в точці М (Рис. 6).

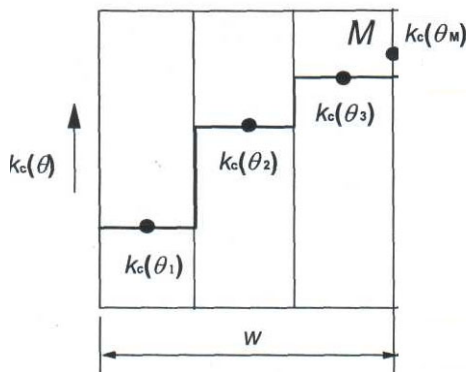


Рис. 6. Поділ поперечного перерізу стіни на зони.  
Fig.6. Divide cross-section of the wall into zones.

Середній коефіцієнт зниження міцності бетону в точці М для визначеної частини включаючи коефіцієнт  $(1-0,2/n)$ , що враховує при розрахунку зміну температури кожної зони розраховують за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \tag{2}$$

де,  $n$  – кількість паралельних зон;  
 $w$  – товщина стіни;  
 $m$  – кількість зон.

Ширину пошкодженої зони визначають за формулою:

$$a_z = w \left[ 1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \tag{3}$$

Після виконання розрахунків було визначено коефіцієнти зниження міцності матеріалів конструкції:

- бетону ( $k_{c,m} = 0,622$ );
- арматури ( $k_s(\theta) = 0,464$ ).

Статичний розрахунок виконується за методикою розрахунку за нормальних температур деформаційним методом. Деформаційний метод – це ітераційний нелінійний метод розрахунку, результатом якого є побудова графіку залежності «поздовжня сила – кривизна». Сутність методу полягає в тому, що покроково здійснюється приріст деформації в поперечному перерізі елемента до граничної деформації стиску бетону  $\epsilon_{cu,cd}$ .

Значення нормальної сили, що діє по довжині 1 м.п. стіни після вогневого впливу з урахуванням зниження характеристики міцності матеріалів та за нормальної температури наведено на діаграмах (Рис. 7-8).

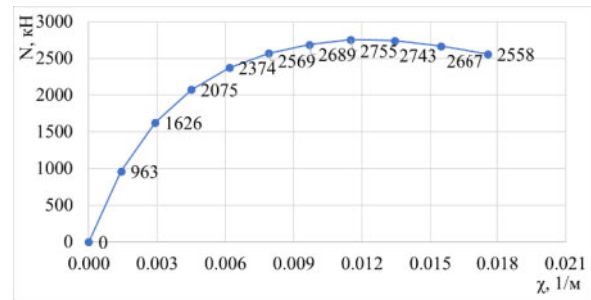


Рис. 7. Діаграма «поздовжня сила – кривизна» перерізу стіни за нормальної температури.

Fig.7. Diagram "axial force - curvature" of the cross-section of the wall at normal temperature.

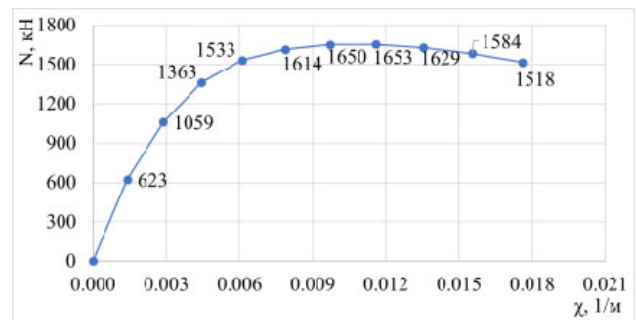


Рис. 8. Діаграма «поздовжня сила – кривизна» перерізу стіни після 120 хв вогневого впливу.

Fig.8. Diagram "axial force - curvature" of the wall section after 120 minutes of fire exposure.

Найбільше значення на діаграмах прийняте за несучу здатність стіни:

$N_{Rd} = 2755 \text{ кН/м}$  – за нормальної температури;

$R_{d,fi} = 1653 \text{ кН/м}$  – внаслідок вогневого впливу.

Несуча здатність внаслідок вогневого впливу зменшилась на **40%**.

### ВИСНОВКИ

Показано, що внаслідок вогневого впливу пожежі на конструкцію фізико-механічні характеристики матеріалів знижуються на 50%.

Встановлено, що несучу здатність стіни підземної частини будівлі після 120 хв вогневого впливу знизилася на 40% відносно величини несучої здатності за нормальної температури.

Рекомендовано при проектуванні конструкції, що можуть зазнавати вогневих впливів розглянути варіанти:

а) збільшення захисного шару бетону, що позитивно впливає на зменшення температури у арматурі;

б) влаштування вогнезахисного покриття конструкції;

в) збільшення діаметру робочого армування.

В перспективі подальших досліджень планується:

1) визначення несучої здатності та межі вогнестійкості для інших конструкцій (перекриття, колони, балки тощо);

2) уніфікація та зменшення термінів моделювання і виконання розрахунків шляхом оптимізації розрахункових моделей.

### ЛІТЕРАТУРА

1. Kodur V. Properties of concrete at elevated temperatures / Kodur V. // *ISRN Civil Engineering* 2014. 1- 15.
2. Gao W.Y. Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire / W.Y. Gao, J.-G. Dai, J.G. Teng, G.M. Chen // *Engineering Structures*, - 2013, - 52, pp. 488-501.
3. Achenbach M. Identification of the thermal properties of concrete for the temperature calculation of concrete slabs and columns subject-

ed to a standard fire – Methodology and proposal for simplified formulations / M.Achenbach, T. Lahmer, G. Morgenthal // *Fire Safety Journal*, - 2017, - 87, pp. 80-86

4. Shyamala G. Thermal behavior of Concrete subjected to elevated temperature: Case Studies / G. Shyamala, V. Mahesh, K. Rajesh Kumar, I. Rajasri Reddy // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, - 2020. - 981 (3), art. no. 032068
5. Anupama Krishna D. Effect of elevated temperatures on the mechanical properties of concrete / D. Anupama Krishna, R.S. Priyadarshini, S. Narayanan // *Procedia Structural Integrity*, - 2019. - 14, pp. 384-394.
6. Lamont, S. Behavior of structures in fire and real design - A case study / S. Lamont, B. Lane, G. Flint, A. Usmani // *Journal of Fire Protection Engineering*. – 2006. – 16 (1), pp. 5-35.
7. Поклонський В. Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2 / В.Г. Поклонський, О.А. Фесенко, В.Г. Тарасюк, Ю.І. Немчинов, Х.З. Байтала // *Практичний посібник*. Київ: Інтертехнологія, 2016. - 83 с.
8. Колякова В. М. Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити / В.М. Колякова, М.О. Божинський, О.А. Фесенко // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ. – 2016. №5. - С.232-239
9. Барашиков А.Я. Теплотехнічні властивості бетону / А.Я. Барашиков, В.М. Колякова, Н. Халік // *Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць*. Рівне: НУВГП. – 2008. – С. 3-7.
10. Колякова В.М. Розрахунково-теоретичні дослідження розподілу температури в перерізі залізобетонної конструкції східчастих складок. / В.М. Колякова, М.О. Божинський // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. - Вип. № 1 (2017). - С. 149-157.
11. Поклонський В.Г. Розрахункові методи оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій за Єврокодами / В.Г. Поклонський, О.А. Фесенко, Х.З. Байтала, П.В. Круковський, С.В. Новак // *Будівельні конструкції*. К., ДП НДІ-БК. - 2016. - Вип.83 (2). - с. 380-389.
12. Бакін П.І. Визначення вогнестійкості будівельних конструкцій розрахунковими методами відповідно до стандартів, що впроваджують Єврокоди / П.І. Бакін, Ю.І. Немчинов, В.Г. Поклонський, Р.В. Расюк, В.Г. Та-

- расюк, О.А. Фесенко // *Світ геотехніки*. Вип. 1. 2011. – С. 12-15.
13. Дмитренко Є.А. Оцінка вогнестійкості залізобетонних колон уточненими розрахунковими методами / Є.А. Дмитренко, Т.П. Донець, К.О. Одноліток, О.А. Фесенко // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. – К.: КНУБА. - 2021. - № 8. - с. 82-96.
  14. Байтала Х.З. Практична реалізація уточнених методів розрахунку будівельних конструкцій на вогнестійкість / Х.З. Байтала, П.І. Бакін, Т.П. Донець, О.А. Фесенко // *Збірник тез доповідей II Міжнародної науково-практичної конференції «Агроінженерія: сучасні проблеми та перспективи розвитку», присвячена 90-й річниці з дня заснування механіко-технологічного факультету НУ-БіП України*. - К., НУБіП України. - 2019. - с.238-240.
  15. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, ІДТ): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 – [Чинні 2013-07-01]. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 87с. – (Національний стандарт України).
- REFERENCES
1. Kodur V. (2014). Properties of concrete at elevated temperatures. *ISRN Civil Engineering*. doi: 10.1155/2014/468510 (in English).
  2. Gao, W.Y., Dai, J.-G., Teng, J.G., Chen, G.M. (2013). Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures*, 52. 488-501. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.03.017 (in English).
  3. Achenbach, M., Lahmer, T., Morgenthal, G. (2017). Identification of the thermal properties of concrete for the temperature calculation of concrete slabs and columns subjected to a standard fire – Methodology and proposal for simplified formulations. *Fire Safety Journal*, 87, pp. 80-86. doi: 10.1016/j.firesaf.2016.12.003 (in English)
  4. Shyamala, G., Mahesh, V., Rajesh Kumar, K., Rajasri Reddy, I. (2020). Thermal behavior of Concrete subjected to elevated temperature: Case Studies. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 981 (3), art. no. 032068. doi: 10.1088/1757-899X/981/3/032068 (in English)
  5. Anupama Krishna, D., Priyadarsini, R.S., Narayanan, S. (2019). Effect of elevated temperatures on the mechanical properties of concrete. *Procedia Structural Integrity*, 14, pp. 384-394. doi: 10.1016/j.prostr.2019.05.047
  6. Lamont, S., Lane, B., Flint, G., Usmani, A. (2006). Behavior of structures in fire and real design - A case study. *Journal of Fire Protection Engineering*, 16 (1), pp. 5-35. (in English)
  7. Poklonskyi V.H., Fesenko O.A., Tarasiuk V.H., Nemchynov Yu.I., Baitala Kh.Z. i in. (2016). Rozrakhunok zalizobetonnykh konstrukttsii na vohnestiikist vidpovidno do Yevrokodu 2 [Calculation of reinforced concrete structures for fire resistance in accordance with Eurocode 2]. *Praktychnyi posibnyk*. Kyiv: Intertekhnolohiia. 83. (in Ukrainian).
  8. Koliakova V.M., Bozhynskyi M.O., Fesenko O.A. (2016). Rozpodil temperatury v pererizi zalizobetonnoi plyty [Temperature distribution in the cross-section of a reinforced concrete slab]. *Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi*. Lutsk: LNTU. №5.-232-239 (in Ukrainian).
  9. Barashykov A.Ia., Koliakova V.M., Khalik N. (2008). Teplotekhnichni vlastyvoli betonu [Thermotechnical properties of concrete]. *Zb. nauk. prats. Resursoekonomni materialy, konstrukttsii, budivli ta sporudy*. Rivne: NUVHP. 3-7. (in Ukrainian).
  10. Koliakova V.M., Bozhynskyi M.O. (2017). Rozrakhunkovo-teoretychni doslidzhennia rozpodilu temperatury v pererizi zalizobetonnoi konstrukttsii skhidchastykh skladok [Computational and theoretical studies of temperature distribution in the cross-section of a reinforced concrete structure with stepped folds]. *Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka*. Vyp. № 1 (2017). 149-157 (in Ukrainian).
  11. Poklonskyi V.H., Fesenko O.A., Baitala Kh.Z., Krukovskyi P.V., Novak S.V. (2016). Rozrakhunkovi metody otsinky vohnestiikosti budivelnykh konstrukttsii za Yevrokodamy [Calculation methods for assessing the fire resistance of building structures according to Eurocodes]. *Budivelni konstrukttsii*. K., DP NDIBK. Vyp.83 (2). 380-389 (in Ukrainian).
  12. Bakin P.I., Nemchynov Yu.I., Poklonskyi V.H., Rasiuk R.V., Tarasiuk V.H., Fesenko O.A. (2011). Vyznachennia vohnestiikosti budivelnykh konstrukttsii rozrakhunkovymy metodamy vidpovidno do standartiv, shcho vprovadzhuiut Yevrokody [Determination of fire resistance of

- building structures by calculation methods in accordance with the standards implementing Eurocodes]. *Svit heotekhniky*. Vyp. 1. 12-15 (in Ukrainian).
13. Dmytrenko Ye. A., Donets T. P., Odnolitok K.O., Fesenko O.A. (2021). Otsinka vohnestiikosti zalizobetonnykh kolon utochnenymy rozrakhunkovymy metodamy [Evaluation of fire resistance of reinforced concrete columns by refined calculation methods]. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*. – K.: KNUBA. 8. 82-96. doi: 10.32347/2522-4182.8.2021.82-96 (in Ukrainian).
  14. Baitala Kh.Z., Bakin P.I., Donets TP, Fesenko O.A. (2019). Praktychna realizatsiia utochneniykh metodiv rozrakhunku budivelnykh konstruksii na vohnestiikist [Practical implementation of refined methods of calculating building structures for fire resistance]. *Zbirnyk tez dopovidei II Mizhnarodnoi naukovo-praktychnoi konferentsii «Ahroinzheneriia: suchasni problemy ta perspektyvy rozvytku», prysviachena 90-y richnytsi z dnia zasnuvannia mekhaniko-tekhnolohichnoho fakultetu NUBiP Ukrainy*. K. NUBiP Ukrainy. 238-240 (in Ukrainian).
  15. Eurocode 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruksii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhenia. Rozrakhunok konstruksii na vohnestiikist [Design of reinforced concrete structures. Part 1-2. Terms. Calculation of structures for fire resistance]. (EN 1992-1-2:2004, IDT): DSTU-N B EN 1992-1-2:2012 – [Chynni 2013-07-01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 2012. 87. (Natsionalnyi standart Ukrainy). (in Ukrainian).

### Assessment of fire exposure on the load bearing capacity of basement storey walls

Viktor Nosenko  
Oleg Fesenko  
Taras Donets

**Summary.** This paper presents the numerical modelling of the fire exposure on structural element and its static analysis taking account of the material properties reduction due to elevated temperature.

The reinforced concrete wall of basement storey was subjected to one side fire exposure.

Advanced calculation methods were used to assess the fire exposure on the structural element as most reliable and approximate to fire test results. Thermal analysis was performed with LIRA-CAD software by the simulating of three main heat-transfer ways: thermal conductivity, convection and radiation. As a result of the thermal analysis, temperature distribution in the concrete and reinforcement parts of the structural element cross-section was obtained. The thermal analysis of the wall structural element was performed for 120 minutes in standard fire exposure. Reduction factors for the strength of concrete and reinforcement steel were determined based on the temperature distribution in the wall structural element cross-section. The cross-section is divided into a number of parallel zones of equal thickness where the mean temperature and the corresponding mean compressive strength is assessed according to the Zone method procedure. The fire damaged zone of thickness  $a_z$  at the fire exposed sides and reduced cross-section were obtained.

Static analysis of the wall load-bearing capacity was performed using the procedure applicable for normal temperature design. The Deformation method for normal temperature design taking to account concrete deformation was used. The Deformation method for normal design taken to account concrete deformation at every step of iteration was used. The reduced load-bearing capacity of the fire damaged wall taking into account residual concrete strength was calculated and relevant load-bearing capacity diagrams were determined.

**Keywords.** fire exposure; basement storey wall; numerical methods, thermal analysis; load bearing capacity.

## Оцінка напружено-деформованого стану пальових фундаментів багатопверхового будинку при можливому водонасиченні лесового ґрунту

Вероніка Жук<sup>1</sup>, Ірина Павленко<sup>2</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup>zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-1114-3192  
<sup>2</sup>iryna\_pavlenko@ukr.net

DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.40-54

**Анотація.** Зростання щільності забудови призводить до необхідності відведення під забудову ділянок, що раніше вважались несприятливими з точки зору якості геологічної будови. Відкладення лесових порід вкривають майже 80% території України. Такі ґрунти характеризуються негативною особливістю – здатністю стрімко знижувати свої механічні властивості при контакті з рідиною та давати додаткові деформації просідання. Виходячи з цього, значна частина будівель і споруд зводиться в умовах можливого виникнення нерівномірних деформацій при водонасиченні просідаючих ґрунтів. Тому фундаментні конструкції цих споруд мають проектуватися з врахуванням виникнення просідання лесових ґрунтів.

У природному стані лесові ґрунти завдяки структурним зв'язкам мають достатньо високі показники механічних характеристик. Однак, із підвищенням вмісту води опір стисненню стрімко знижується, відбувається руйнування структурних зв'язків, спостерігається просідання ґрунту.

Сучасний рівень проектування фундаментних конструкцій передбачає пошук надійного та економічно ефективного варіанту фундаментів, особливо це актуально в умовах будівництва на ґрунтах, які мають властивість просідати при можливому підвищенні вмісту води.

У роботі представлено результати порівняння варіантів фундаментів будинку з урахуванням впливу можливого водонасичення лесових ґрунтів на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій. Було розглянуто різні-схеми можливого замочування лесових ґрунтів залежно від їх розміру та розташування.

Дана публікація є продовженням раніше опублікованої роботи [4] - висвітлення результатів



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



**Ірина Павленко**  
магістр кафедри  
геотехніки

дослідження, яке було присвячено варіативному проектуванню фундаментів з використанням числового моделювання спільної роботи елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції». За результатами дослідження було обґрунтовано вибір раціонального варіанту фундаментів, виходячи із його показників надійності та економічної ефективності. Проведене дослідження підтверджує, що розміри та розташування в плані зон замочування просідаючого ґрунту впливають на характер розподілу напружень у фундаментних конструкціях. Показано, що використання варіативного проектування фундаментів, з врахуванням негативних факторів, що стосуються ґрунтових умов будівельного майданчика, а також, техногенних ситуацій, що можуть виникнути під час експлуатації будинку, дають можливість запроєктувати надійний та одночасно економічно ефективний варіант фундаментів.

**Ключові слова.** Числове моделювання, напружено-деформований стан, лесовий ґрунт, нерівномірні деформації, пальовий фундамент, залізобетонний каркас.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Проведене дослідження присвячено аналізу впливу можливого замочування лесового ґрунту на перерозподіл напружено-деформованого стану фундаментів будинку. Актуальність дослідження обґрунтовується необхідністю врахування при розробці проектних рішень можливого виникнення просідання лесових ґрунтів, коли водонасичення може бути спричинено як природними, так і техногенними факторами – наприклад, внаслідок аварійних втрат з інженерних мереж.

Лесові ґрунти широко розповсюджені на території України та характеризуються негативною особливістю - здатністю знижувати свої механічні властивості при контакті з водою і давати додаткові деформації просідання. А отже, переважна частина будівель і споруд зводяться та експлуатується саме в таких ґрунтових умовах. Цим обґрунтовується необхідність проектування фундаментних конструкцій з врахуванням виникнення нерівномірних деформацій просідання внаслідок можливого водонасичення лесових ґрунтів.

Завдяки своїм структурним зв'язкам лесові ґрунти у природному стані мають достатньо високі за величиною показники механічних властивостей. Проте зі збільшенням вмісту вологи відбувається руйнування структурних зв'язків, опір стисненню стрімко знижується, спостерігається явище просідання. Врахування такої поведінки ґрунту основи є обов'язковим при проектуванні фундаментів будівель і споруд, що зводяться на просідаючих ґрунтах.

Сучасний рівень проектування фундаментів передбачає пошук надійного та економічного варіанту фундаментних конструкцій, особливо в умовах будівництва на ґрунтах, що здатні просідати при їх можливому водонасиченні внаслідок аварійних втрат із водонесних мереж або інших техногенних чи природних причин підвищення вмісту вологи. Використання числового моделювання та виконання варіативних розрахунків дозволяє обрати раціональний варіант

фундаментів, який буде запроєктовано з врахуванням можливого розвитку негативних факторів у геологічній будові будівельного майданчика і різних аварійних ситуацій, що можуть виникнути під час експлуатації будинку чи споруди.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вивченням властивостей лесових ґрунтів, закономірностей їх поведінки присвячено праці багатьох вчених, серед яких Бойко І.П., Винников Ю.Л. [2], Дранніков А.М., Зоценко Н.Л., Красв В.Ф., Соколов М. [10] та інші. Наприклад, публікація Гранько О.В. [3] присвячена висвітленню результатів дослідження зміни значень фізико-механічних показників лесових суглинків під фундаментами за умов їх підтоплення.

Подальшою розробкою та вдосконаленням розрахункових моделей займалися ряд науковців, серед яких Бойко І.П. [1], Корнієнко М.В. [6], Моргун А.С. [8]. Наприклад, з використанням числового методу граничних елементів авторами публікації [8] представлено розв'язання нелінійної задачі впливу на несучу спроможність палі від зміни напружено-деформованого стану лесових ґрунтів через їх замочання.

Моторний М.А. у публікації [9] представив результати визначення напружено-деформованого стану основи пальових фундаментів при замочуванні лесової товщі знизу вгору (випадок можливого підтоплення території забудови).

Авторами публікації [5] розглянуто причини виникнення та характер нерівномірних деформацій основи фундаментів при дослідженні взаємодії елементів системи «ґрунтова основа – фундамент - будівля».

Колектив авторів, серед яких Моргун А.С., Меть І.М. та інші [7], розглянули за методом граничних елементів взаємодію фундаментів будівлі з пружно-пластичною багатопаровою основою для явища замочання основи. Публікація Янко К.О. [11] присвячена дослідженню зміни напружено-деформованого стану лесової основи пальового фундаменту внаслідок її замочання.

Представлена робота є продовженням раніше опублікованих результатів варіантного проектування фундаментів будинку з врахуванням можливого водонасичення лесових ґрунтів основи [4], де було розглянуто вплив можливого виникнення нерівномірних деформацій основи на напружено-деформований стан ростверків пальових фундаментів із врахуванням різних схем замочування лесових ґрунтів - залежно від розмірів зони водонасичення та її розташування в плані.

## МЕТА РОБОТИ

Метою дослідження є пошук оптимального варіанту фундаментних конструкцій будинку в умовах виникнення нерівномірних деформацій основи спричинених можливим підвищенням вологості лесових ґрунтів від аварійних втрат із водоносних мереж.

Об'єкт дослідження - взаємодія будинку з основою, ґрунти якої характеризуються здатністю давати додаткові деформації просідання.

Предмет дослідження - напружено-деформований стан фундаментів будинку.

Задачі, що були поставлені для досягнення мети:

1) аналіз найнебезпечніших схем водонасичення лесового ґрунту, які викликають максимальну-нерівномірні деформації фундаментів;

2) варіантне проектування фундаментів в умовах нерівномірних деформацій основи;

3) дослідження перерозподілу навантажень на палі при можливому просіданні лесового шару ґрунту внаслідок його водонасичення;

4) оцінка впливу розмірів зони зволоження лесових ґрунтів та її розташування в плані на перерозподіл зусиль у ростверках пальових фундаментів;

5) аналіз впливу схем можливого замочування лесових ґрунтів на характер деформування фундаментів.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідження було виконано на прикладі багатоквартирного житлового будинку [4],

який за об'ємно-планувальним рішенням складається з однієї 16-поверхової секції з підвалом та технічним горіщним поверхом. Конструктивна схема житлового будинку каркасна. Ядро жорсткості запроєктовано у вигляді залізобетонних стін сходової клітини та ліфтової шахти.

Будівельний майданчик знаходиться у м. Києві. Геологічна будова [4] ділянки будівництва складена лесовими супісками потужністю 4-8 м, які знизу підстилаються суглинками змінної консистенції, а з поверхні вкриті насипними ґрунтами та делювіальними супісками.

Фундаменти будинку пальові із забивних паль перерізом 350x350 мм, що влаштовуються до проектного положення із застосуванням лідерного буріння. В якості несучого шару фундаментів будинку було прийнято суглинок моренний (ІГЕ-5). Несуча здатність одиночної палі по ґрунту, визначена за формулою норм, для ґрунтів в природному стані склала 702,62 кН та 491,75 кН при можливому водонасиченні лесових супісків (ІГЕ-2 та ІГЕ-3), в цьому випадку допустиме навантаження на палю становить 466,81 кН з врахуванням виникнення негативного тертя.

Для пошуку оптимального варіанту фундаментів було виконано варіантне проектування –пальових фундаментів (рис.1), для яких було виконано числове моделювання спільної роботи ґрунтового масиву, фундаментних конструкцій та каркасу будівлі. Числове моделювання було виконано з використанням ПК ЛІРА-САПР 2017, скінчено-елементна модель [4] включає всі елементи системи «ґрунтова основа – фундамент - будівля». Ґрунтовий масив моделювався СЕ типу 271-276 з характеристиками згідно даних інженерно-геологічних випробувань, палі моделювалися ланцюжком одновузлових скінчених елементів паль СЕ 57.

В рамках варіантного проектування фундаментів було розглянуто пальові фундаменти, які мають різні типи ростверків (рис.1): у вигляді окремих куців паль, перехресних стрічок та з суцільним плитним ростверком. При цьому було виконано дослідження впливу можливого замочування лесових ґрунтів на напружено-деформований стан

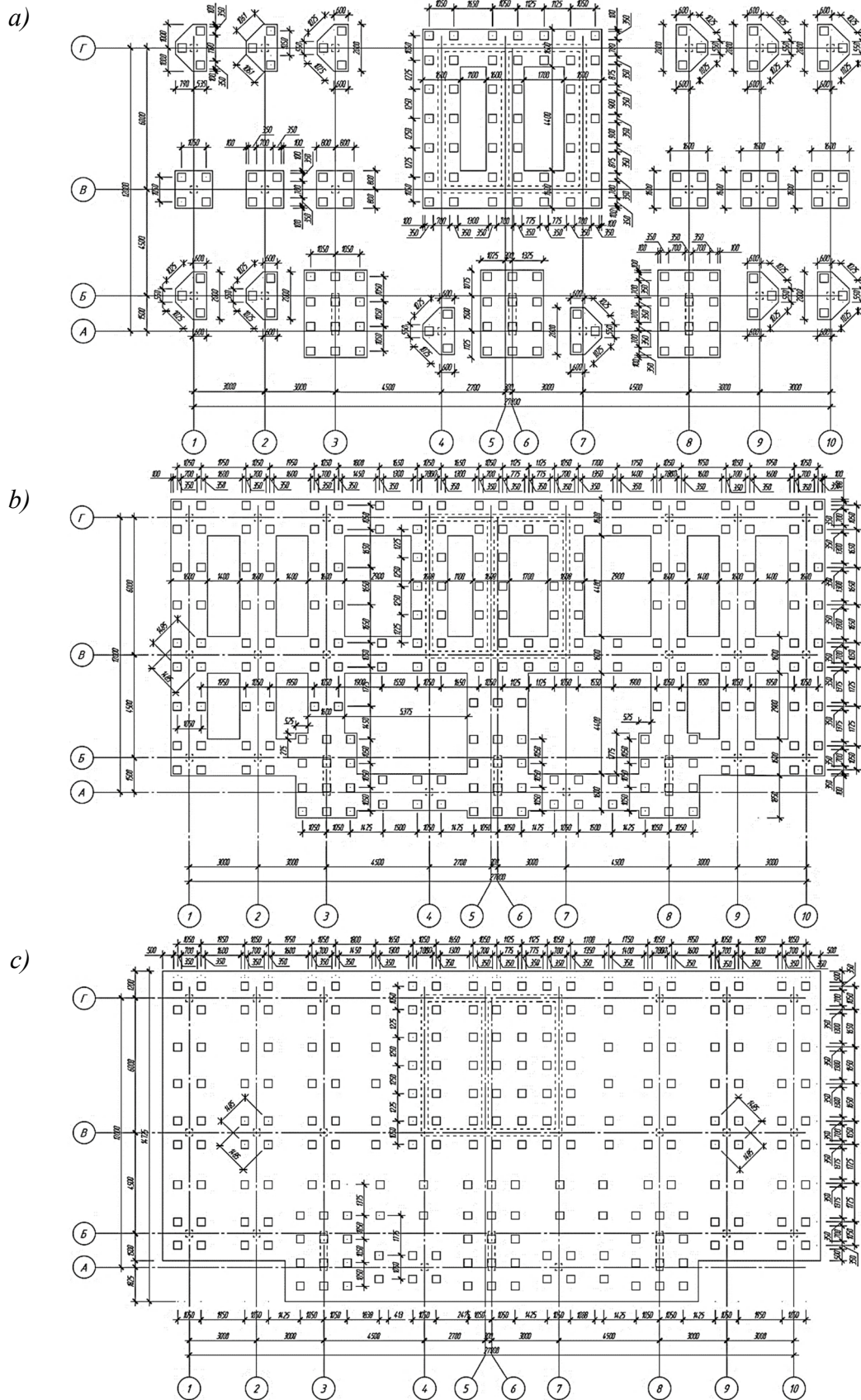


Рис.1 Варіанти паливих фундаментів будинку: *a* -окремі куці палі, *b* – з перехресно-стрічковими ростверками, *c* – з плитним суцільним ростверком.

Fig.1 Options for pile foundations of the building: *a* – pile cap; *b* – strip pile cap; *c* – raft pile cap.

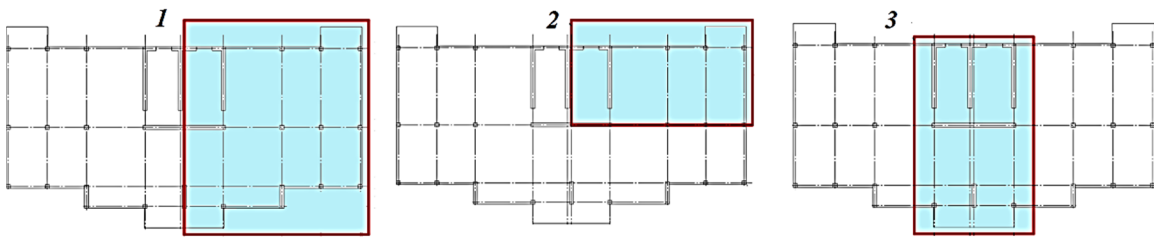


Рис.2 Розташування зон водонасичених лесових ґрунтів: 1 - права половина будинку; 2 - права кутова зона будинку; 3 - центральна зона будинку

Fig.2 Location of zones of water-saturated loess soils: 1 – the right half of the building; 2 - the right corner of the building; 3 – the central part of the building

фундаментів (водонасичення лесових супісків ПЕ-2, ПЕ-3 внаслідок аварійних втрат води з водоносних мереж). Розташування зон замочування (рис.2) в межах плану забудови було обрано виходячи із найбільших та найнебезпечніших наслідків впливу на перерозподіл напружено-деформованого стану ґрунтової основи та несучих конструкцій будинку, а саме: під половиною будинку, під кутовою зоною будинку та під центральною частиною будинку (рис.2). Вибір зон з можливим проявленням додаткових деформацій просідання лесових ґрунтів при водонасиченні обумовлений очікуваним максимально небезпечним характером деформування основи та фундаментів будинку у вигляді перекосу, крену, прогину відповідно. Отже, для кожного із трьох варіантів пальових фундаментів (рис.1-а, б, с) було виконано розрахунки спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою для випадку ґрунтів у природному стані та для трьох схем водонасичення (рис.2) лесових ґрунтів. Замочування приймалося на всю товщину лесових ґрунтів основи - на глибину 9 м.

Для аналізу результатів розрахунків було призначено характерні зони та палі (рис.3), що є єдиними для всіх постановок задач, вибір яких обумовлений розташуванням їх під несучими вертикальними елементами надземної частини будинку (колони, пілони, стіни) та охопленням різної локалізації в межах плями забудови (кутова, периферійна та центральна).

Числове моделювання взаємодії пальових фундаментів будівлі для варіанту окремих куців паль з ґрунтовою основою у

природному стані (рис.4-а) показало, що максимальні значення зусиль у оголовках паль складає  $N=664\dots759$  кН, що є характерними для паль, які розміщені на зовнішніх кутах ядра жорсткості (зона ліфтових шахт та сходових клітин) та для фундаментів з найбільш підвіреної сторони будинку. Несуча здатність паль при цьому за результатами моделювання має величину в діапазоні  $F_d=948\dots978$  кН, максимальне значення відносної несучої здатності складає  $F'_d=0,788$  у характерних місцях з великими значеннями зусиль  $N$  у палях.

Для постановки задачі із замочуванням лесових ґрунтів у лівій половині будівлі максимальні значення зусиль у оголовках паль склали  $N=829\dots975$  кН (рис.4-б), при цьому локалізація найбільш навантажених паль зберігається. Несуча здатність паль при цьому має значення, що варіюються в межах  $F_d=462\dots964$  кН, з погіршенням у зоні водонасичених ґрунтів основи. Максимальне значення відносної несучої здатності складає  $F'_d=2,11$  у характерних місцях з великими значеннями зусиль  $N$ .

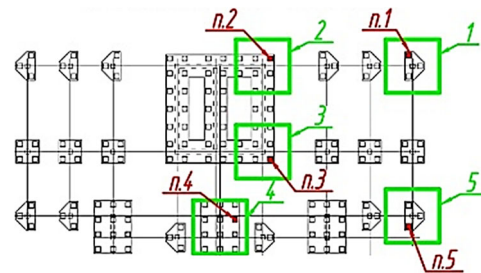


Рис.3 Характерні зони та палі для аналізу результатів розрахунків

Fig.3 Characteristic zones and piles for problem-solving analysis

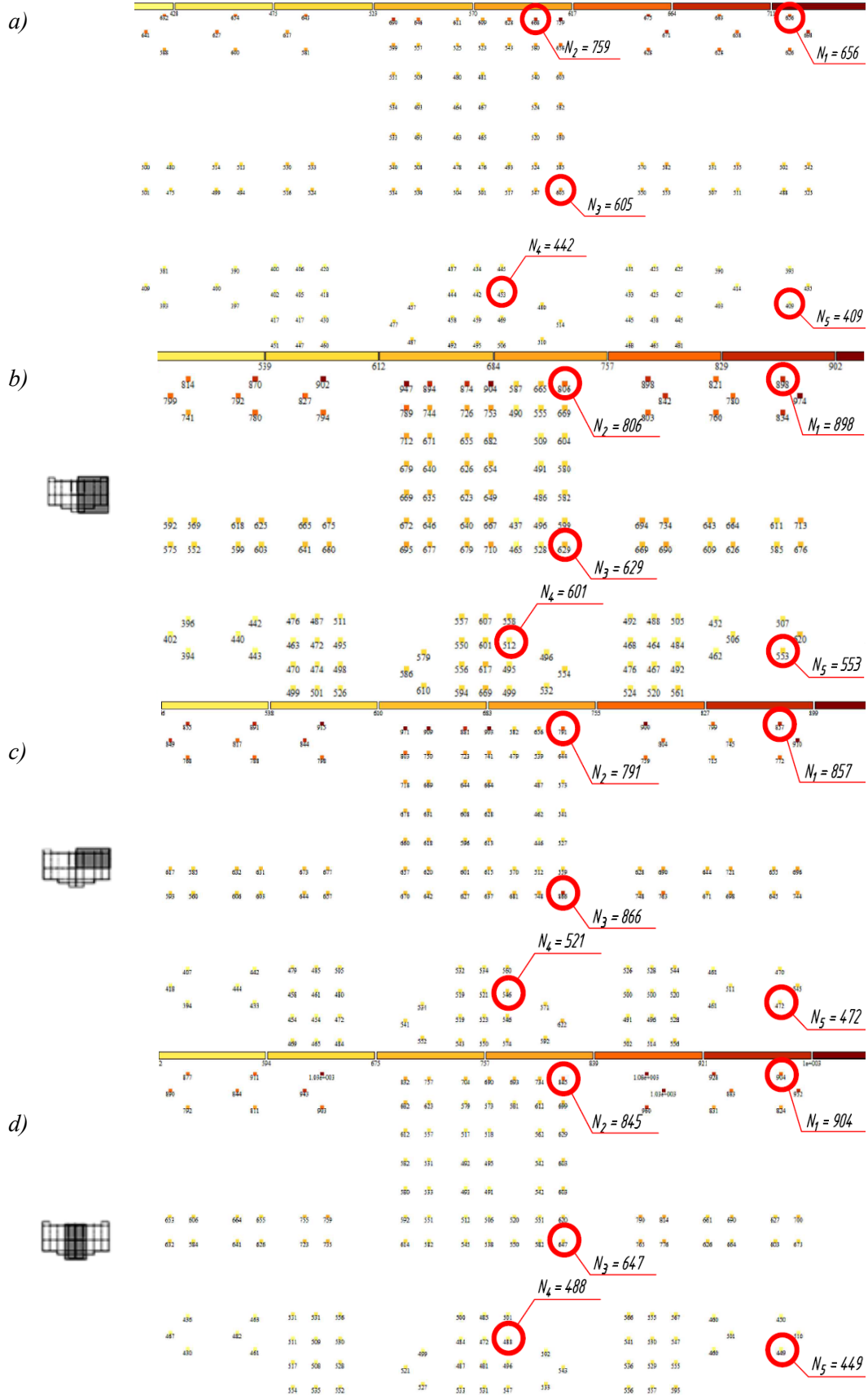


Рис.4 Зусилля  $N$  в палях,  $kH$  (окремі кущі паля): *a* - ґрунти в природному стані; *b* - замочування лесових супісків за схемою «1»; *c* - теж за схемою «2»; *d* - теж за схемою «3».  
 Fig.4 Internal forces  $N$  in piles,  $kN$  (pile cap option): *a* - natural condition of the soils; *b* - water saturation of loess soils in zone «1»; *c* - the same in zone «2»; *d* - the same in zone «3».

При замочуванні лесових ґрунтів у правій кутовій зоні будівлі за результатами розрахунків максимальні значення зусиль у оголовках паль становлять  $N=827\dots 972$  кН (рис.4-с) у палях в зоні ліфтових шахт та сходових клітин з найбільш підвітреної сторони будинку. Несуча здатність паль має значення за результатами моделювання, які варіюються в межах  $F_d=978$  кН – для ділянки з ґрунтами у природному стані та  $F_d=462$  кН – для паль у зоні водонасичення ґрунтової основи. Максимальне значення відносної несучої здатності складає  $F'_d=1,97$  – для зони з водонасиченими лесовими супісками та  $F'_d=0,415$  – для паль ділянки з ґрунтами у природному стані.

Розглядаючи замочування лесових ґрунтів під центральною зоною будівлі, комп'ютерне моделювання показало, що максимальні значення зусиль у оголовках паль сягають  $N=921\dots 1090$  кН (рис.4-d), розташування найбільш навантажених паль характерно для зони підвітреної сторони будинку. Несуча здатність паль згідно числового моделювання має значення, що варіюються в межах  $F_d=980$  кН – для ділянки з ґрунтами у природному стані та  $F_d=538$  кН – у зоні водонасичення ґрунтової основи. При цьому максимальне значення відносної несучої здатності складає  $F'_d=1,57$  – для зони з водонасиченими ґрунтами основи та  $F'_d=0,453$  – для ділянки з ґрунтами у природному стані.

Дослідження взаємодії пальових фундаментів будівлі для варіанту стрічкових ростверків з ґрунтовою основою у природному стані (рис.5-a) показало, що максимальні значення зусиль у оголовках паль склали  $N=921\dots 1090$  кН, у палях, що розміщені на зовнішніх кутах ядра жорсткості (зона ліфтових шахт та сходових клітин). Несуча здатність паль при цьому за результатами моделювання має величину в діапазоні  $F_d=948\dots 978$  кН, значення відносної несучої здатності складає  $F'_d=0,735$ .

Для постановки задачі із замочуванням лесових ґрунтів у лівій половині будівлі максимальні значення зусиль у оголовках паль склали  $N=649\dots 775$  кН (рис.5-b), локалізація найбільш навантажених паль – під

частиною ядра жорсткості. При цьому несуча здатність паль за даними моделювання варіюється в межах  $F_d=964$  кН – для ділянки з ґрунтами у природному стані та  $F_d=462$  кН – у зоні водонасичення лесових ґрунтів основи фундаментів будинку. Максимальне значення відносної несучої здатності складає  $F'_d=1,33$  – для зони з водонасиченими лесовими супісками та  $F'_d=0,288$  – для ділянки з ґрунтами у природному стані.

При замочуванні лесових ґрунтів у правій кутовій зоні будівлі за результатами розрахунків максимальні значення зусиль у оголовках паль становлять  $N=651\dots 778$  кН (рис.5-с), розташування найбільш навантажених паль – під зовнішньою частиною ядра жорсткості. За даними числового моделювання несуча здатність паль має значення в діапазоні від  $F_d=978$  кН – для ділянки з ґрунтами у природному стані до  $F_d=462$  кН – у зоні водонасичення ґрунтової основи. Максимальне значення відносної несучої здатності  $F'_d=1,32$  – для зони з водонасиченими ґрунтами основи та  $F'_d=0,288$  – для ділянки з ґрунтами у природному стані.

Розглядаючи замочування лесових ґрунтів під центральною зоною будівлі, комп'ютерне моделювання показало, що максимальні значення зусиль у оголовках паль сягають  $N=658\dots 780$  кН (рис.5-d), ці палі розташовані у місцях поєднання фундаменту ядра жорсткості з фундаментами колон. Несуча здатність паль за результатами розрахунків має значення  $F_d=980$  кН – для ділянки з ґрунтами у природному стані та  $F_d=538$  кН – у зоні водонасичення лесових супісків. Максимальне значення відносної несучої здатності  $F'_d=1,14$  – для зони з водонасиченими ґрунтами основи та  $F'_d=0,288$  – для ділянки з ґрунтами у природному стані.

Моделювання взаємодії пальових фундаментів будівлі з суцільним плитним ростверком з ґрунтовою основою у природному стані (рис.6-a) показало, що максимальні значення зусиль у оголовках паль склали  $N=463\dots 522$  кН, локалізація цих паль – під частиною ядра жорсткості. При цьому несуча здатність паль має значення варіюються в межах  $F_d=871\dots 843$  кН.

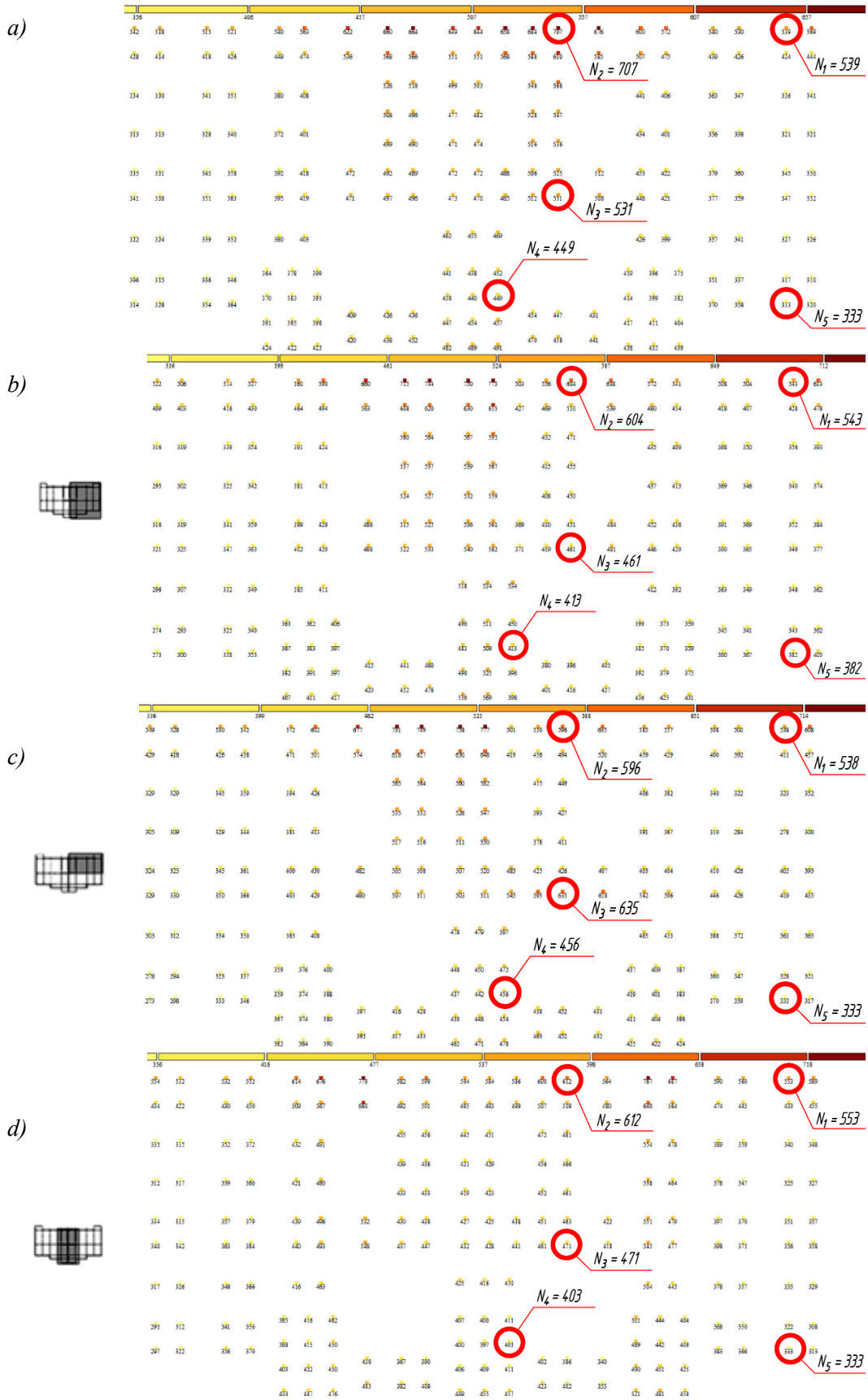


Рис.5 Зусилля  $N$  в палях,  $kN$  (перехресно-стрічкові ростверки):  $a$  - ґрунти в природному стані;  $b$  - за-мочування лесових супісків за схемою «1»;  $c$  – теж за схемою «2»;  $d$  – теж за схемою «3».  
 Fig.5 Internal forces  $N$  in piles,  $kN$  (strip pile cap option):  $a$  - natural condition of the soils;  $b$  – water saturation of loess soils in zone «1»;  $c$  – the same in zone «2»;  $d$  – the same in zone «3».

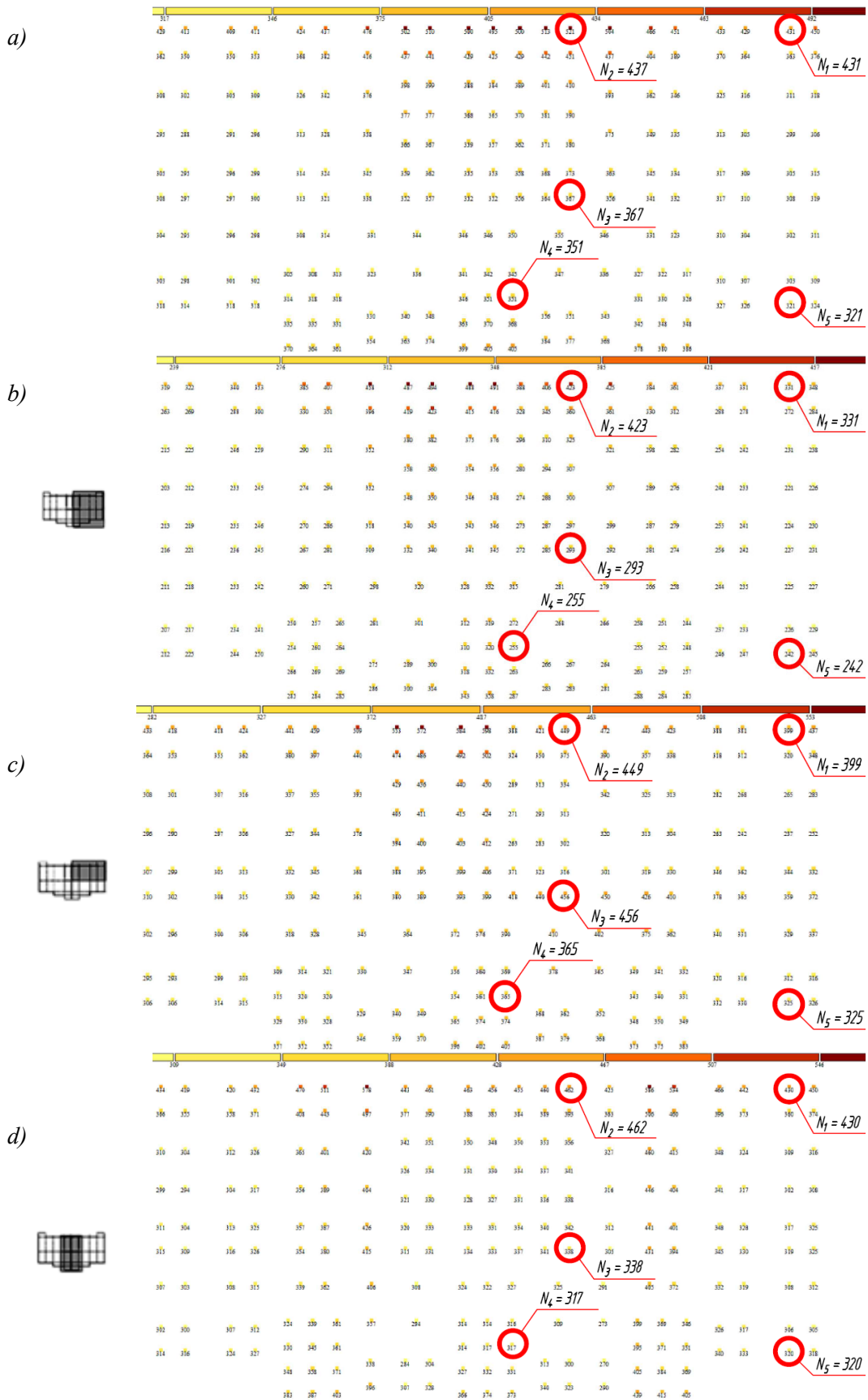


Рис.6 Зусилля  $N$  в палях,  $kH$  (плитний суцільний ростверк): *a* - ґрунти в природному стані; *b* - замочування лесових супісків за схемою «1»; *c* - теж за схемою «2»; *d* - теж за схемою «3».  
 Fig.6 Internal forces  $N$  in piles,  $kN$  (raft pile cap option): *a* - natural condition of the soils; *b* - water saturation of loess soils in zone «1»; *c* - the same in zone «2»; *d* - the same in zone «3».

Для постановки задачі із замочуванням лесових ґрунтів у лівій половині будівлі максимальні значення зусиль у оголовках паль склали  $N=421\dots494$  кН (рис.6-*b*), при цьому локалізація найбільш навантажених паль зберігається. Несуча здатність паль згідно розрахунку має значення  $F_d=858$  кН – для ділянки з ґрунтами у природному стані та  $F_d=556$  кН – у зоні водонасичення ґрунтової основи. Максимальне значення відносної несучої здатності  $F_d=0,675$ .

При замочуванні лесових ґрунтів у правій кутовій зоні будівлі за результатами розрахунків максимальні значення зусиль у оголовках паль становлять  $N=508\dots599$  кН (рис.6-*c*), розташування цих паль – під частиною ядра жорсткості будинку. За даними розрахунку значення несучої здатності паль складає  $F_d=978$  кН – для ділянки з ґрунтами у природному стані та  $F_d=462$  кН – у зоні водонасичення лесових порід ґрунтової основи. Максимальне значення відносної несучої здатності  $F_d=0,946$  – для зони з водонасиченими ґрунтами основи та  $F_d=0,305$  – для ділянки з ґрунтами у природному стані.

Розглядаючи замочування лесових ґрунтів під центральною зоною будівлі, комп'ютерне моделювання показало, що максимальні значення зусиль у оголовках паль сягають  $N=507\dots586$  кН (рис.6-*d*). Несуча здатність паль при цьому складає  $F_d=980$  кН – для ділянки з ґрунтами у природному стані та  $F_d=538$  кН – у зоні водонасичення ґрунтової основи. Максимальне значення відносної несучої здатності  $F_d=0,859$  – для зони з водонасиченими ґрунтами основи та  $F_d=0,308$  – для ділянки з ґрунтами у природному стані.

Результати дослідження зміни несучої здатності  $F_d$  та зусилля  $N$  в оголовках паль, що були відібрані для аналізу результатів (рис. 3) в залежності від постановки задачі (зони замочування ґрунтів) наведено у вигляді графіків (рис. 7, 8). Проведено порівняння величин відносної несучої здатності обраних паль  $F_d$  до мінімально допустимого значення (рис. 9).

При проведенні аналізу зміни несучої здатності досліджуваних паль виявлено падіння величини  $F_d$  для всіх 5 досліджуваних

паль в постановці задачі #2 – при замочуванні правої половини ґрунтового масиву (рис. 8-*a*). Для паль при постановках #3-4 є характерним зменшення чи збільшення показника несучої здатності відповідно до розташування зони замочування.

При постановці задачі #1 (ґрунти основи в природному стані) відносна несуча здатність  $F_d$  забезпечується для всіх досліджуваних паль і знаходиться в межах  $0,4\dots0,8$  (рис. 9-*a*). При замочуванні різних зон ґрунтового масиву (постановки #2-4) спостерігається погіршення несучої здатності паль,

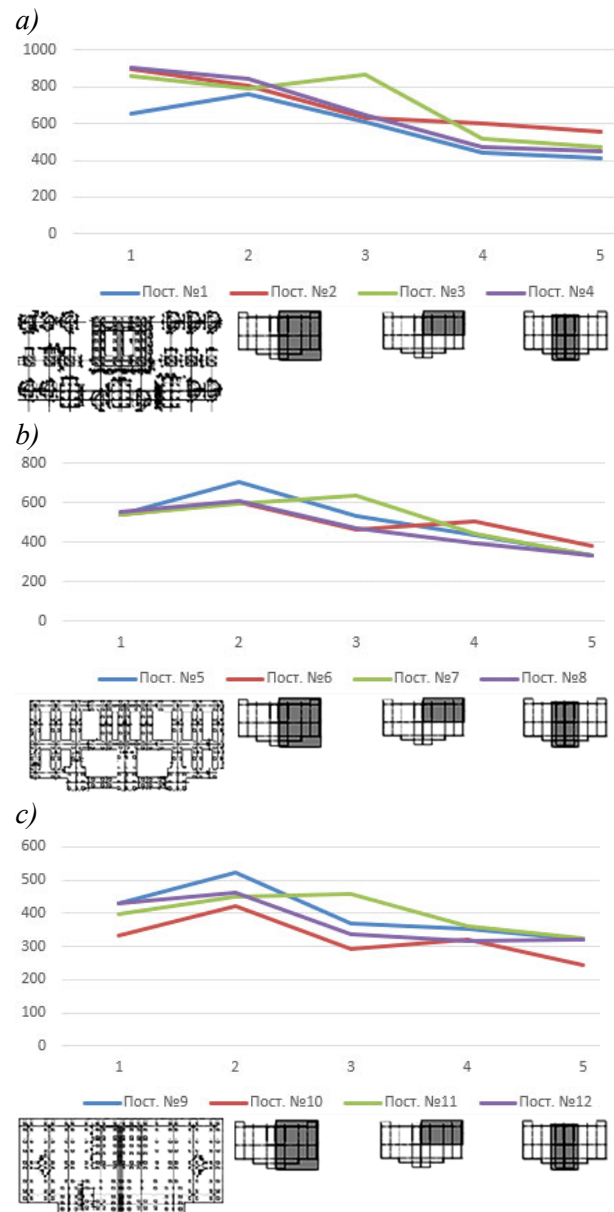


Рис.7 Зусилля  $N$  в палях, кН: *a* – кущі паль; *b* – стрічкові ростверки; *c* – плитний ростверк.  
Fig.7 Internal forces  $N$  in piles, кН: *a* – pile cap; *b* – strip pile cap; *c* – raft pile cap.

що знаходяться в зонах з погіршеними характеристиками ґрунтів. Так, величини  $F_d$  для палі 1 змінюються з 0,67 при початковій постановці задачі до 1,94...1,85 при постановках задач із замочуванням лесових супісків у зоні, де вона розташована.

При проведенні аналізу зміни несучої здатності  $F_d$  палі зі стрічковими ростверками (рис. 8-*b*) виявлено падіння її величини для всіх 5 досліджуваних палі в постановці задачі #6 – при замочуванні правої половини ґрунтового масиву. Для палі при постановках #6-8 є характерним зменшення чи збільшення показника несучої здатності відповідно до розташування зони

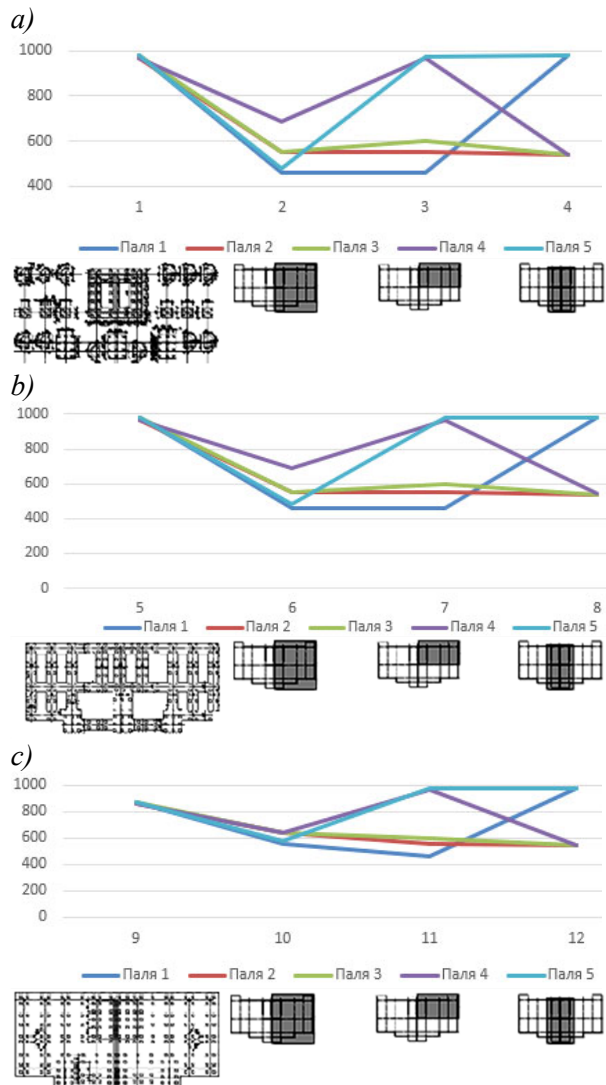


Рис.8 Несуча здатність палі  $F_d$ , кН: *a* – куці палі; *b* – стрічкові ростверки; *c* – плитний ростверк.

Fig.8 Bearing capacity of pile  $F_d$ , kN: *a* – pile cap; *b* – strip pile cap; *c* – raft pile cap.

замочування лесових супісків.

При постановці задач #5 (ґрунти у природньому стані) відносна несуча здатність  $F_d$  знаходилась в межах 0,34...0,73 для всіх досліджуваних палі (рис. 9-*b*). Після моделювання постановок задач #5-8 можна зробити висновок, що для досліджуваних палі 1 та 2 при погіршенні характеристик ґрунтів основи внаслідок замочування лесових супісків відбувається зменшення несучої здатності. Значення  $F_d$  для цих палі змінюються до 1,18...1,16 та 1,09...1,14 відповідно у

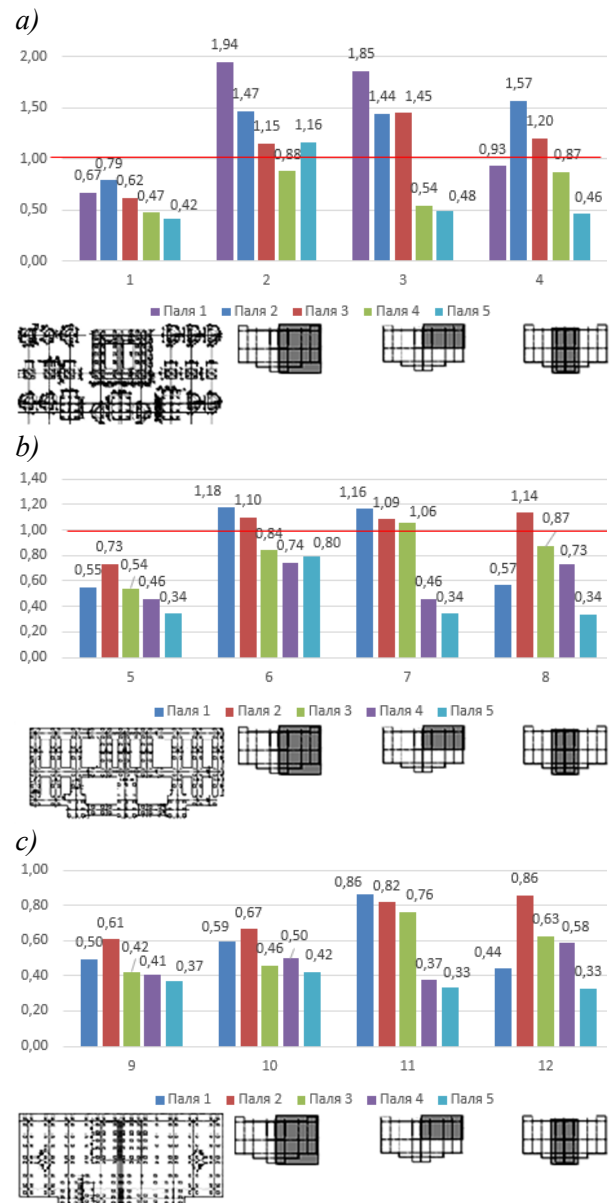


Рис.9 Відносна несуча здатність палі  $F'_d$ , кН: *a* – куці палі; *b* – стрічкові ростверки; *c* – плитний ростверк.

Fig.9 Relative bearing capacity of pile  $F'_d$ , kN: *a* – pile cap; *b* – strip pile cap; *c* – raft pile cap.

випадку розташування під ними зони замочування. Гістограму зміни відносної несучої здатності досліджуваних паль для постановок задач #5-8 представлено на рис. 9-*b*.

При проведенні аналізу зміни несучої здатності паль для варіанту суцільного плитного ростверку (рис. 8-*c*) виявлено падіння її величини для всіх 5 досліджуваних паль в постановці задачі #10 – при замочуванні правої половини ґрунтового масиву. Для паль при постановках #11-12 є характерним зменшення чи збільшення показника несучої здатності відповідно до розташування зони замочування.

При постановці задач #9 (ґрунти основи в природньому стані) відносна несуча здатність  $F'd$  знаходилась в межах 0,37...0,61 для всіх досліджуваних паль (рис. 9-*c*). Після моделювання постановок #10-12 можна зробити висновок, що несучої здатності для всіх досліджуваних паль в даному типі фундаменту достатньо. Значення  $F'd$  для цих паль залишаються меншими за 1 при всіх варіантах замочування лесових шарів ґрунтів основи (рис. 9-*c*).

Аналіз результатів всіх розглянутих постановок задач (рис. 10) показав, що згідно з результатами числового моделювання на дослідні паль 1,2,3 вплив замочування ґрунтів основи виявився найбільшим, тому для них наведено графіки порівняння навантаження та несучої здатності при 12 постановках задач (рис. 11).

Можна пересвідчитись, що показники відносної несучої здатності  $F'd$  для дослідних паль 1,2,3 та постановок задач з кущами паль та перехресно-стрічковим палевим фундаментом перевищують допустимі значення (рис.10).

Для варіанту кущів паль та перехресно-стрічкових ростверків палевих фундаментів показники відносної несучої здатності  $F'd$  становили 1,94 та 1,19 відповідно для паль з найбільшим впливом водонасичення лесових ґрунтів, при цьому для палевого фундаменту з суцільним плитним ростверком цей показник становив 0,86.

Для забезпечення надійної експлуатації будинку в умовах можливого водонасичення лесових супісків ґрунтової основи

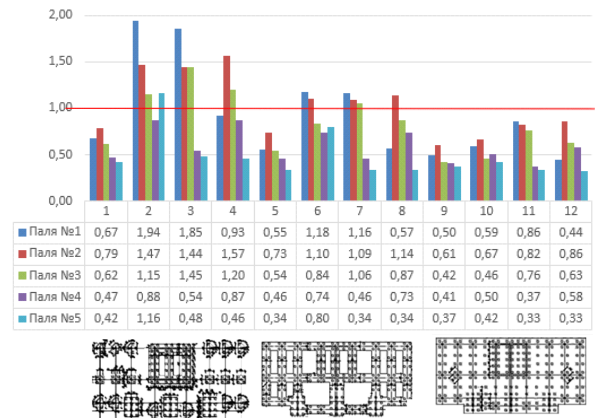


Рис.10 Відносна несуча здатність палі  $F'd$ ,  $\kappa H$ .  
Fig.10 Relative bearing capacity of pile  $F'd$ ,  $\kappa N$ .

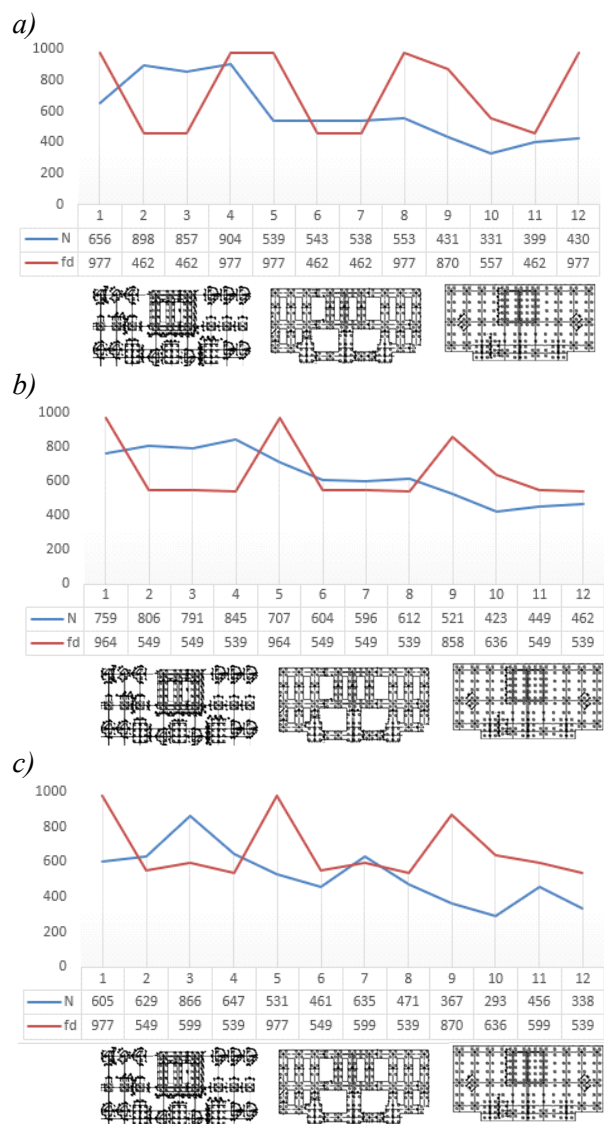


Рис.11 Порівняння  $F'd$  та  $N$ ,  $\kappa H$ : *a* – для дослідної палі #1; *b* – теж для #2; *c* – для #3.  
Fig.11  $F'd$  and  $N$  value comparison,  $\kappa N$ : *a* – for pile #1; *b* – for pile #2; *c* – for pile #3.

внаслідок аварійних втрат міських мереж водопостачання найкращим варіантом буде влаштування пальового фундаменту з суцільним плитним ростверком.

Результати аналізу впливу зон замочування просідаючих ґрунтів на зміну характеру деформування фундаментів та перерозподіл зусиль у ростверках було наведено у публікації [4], що була опублікована раніше.

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Комп'ютерне моделювання взаємовпливу елементів системи «ґрунтова основа – фундамент – надземні конструкції будівлі», дає змогу відслідковувати зміну характеру розподілу напружень у несучих конструкціях будинку, особливо для ділянок будівництва з можливістю реалізації випадків нерівномірного деформування ґрунтової основи фундаментів.

Застосування комп'ютерних програмних комплексів для варіантного проектування фундаментних конструкцій за результатами числового моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою забезпечує можливість пошуку та обґрунтування надійного та раціонального варіанту проектного рішення.

Аналіз результатів дослідження дозволяє зробити наступні висновки:

- Показано, що числове моделювання дає змогу досліджувати вплив нерівномірних деформацій лесових ґрунтів при їх можливому водонасиченні на зміну напружено-деформованого стану фундаментів будинку.
- Підтверджено, що розташування в плані зон зволоження лесових порід та їх розміри впливають на перерозподіл напружень у конструкціях фундаментів.
- Отримано, що для куштів паль та перехресно стрічкового пальового фундаменту показники відносної несучої здатності  $F_d$  становили 1,94 та 1,18 відповідно для паль з найбільшим впливом водонасичення ґрунтів основи, при цьому для пальового фундаменту з суцільним плитним ростверком цей показник становив 0,86.
- Встановлено, що з трьох запроєктованих відповідно до нормативних вимог варіантів

фундаментів будинку, після оцінки впливу можливого водонасичення лесових ґрунтів показники несучої здатності для обраних для аналізу паль є прийнятними лише для пальового фундаменту із суцільним плитним ростверком

- Показано, що варіативне проектування фундаментів, з можливістю зміни їх параметрів та ґрунтових умов будівельного майданчика з врахуванням проявлення негативних факторів, що можуть виникнути під час експлуатації будинку, дозволяє обґрунтувати економічно ефективний та надійний варіант фундаменту.

- За результатами виконаного дослідження було обрано в якості основного варіанту фундаментних конструкцій будинку пальовий фундамент з плитним ростверком.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою / І.П. Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип.30. – С.3-8.
2. Винников Ю.Л. Проблеми визначення модуля деформації замкнених лесоподібних ґрунтів / Ю.Л. Винников // *Зб. наук. праць (Галузеве машинобуд., буд-во)*. – П.: ПолтНТУ. – 2010. – Вип.3(28). – С.62–68.
3. Гранько О.В. Зміна значень фізико-механічних показників лесових суглинків під фундаментами за умов підтоплення / О.В. Гранько // *Зб. наук. праць (Галузеве машинобуд., буд-во)*. – П.: ПолтНТУ. – 2005. – Вип.15. – С.126-129.
4. Жук В.В. Вплив можливого водонасичення лесового ґрунту на напружено-деформований стан фундаментів багатоповерхового будинку / Вероніка Жук, Ірина Павленко // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип.44. – С.27-43.
5. Жук В.В. До розрахунків спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою в умовах нерівномірних деформацій / В.В. Жук, В.Л. Підлучський // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип.36. – С.122-130.
6. Жук В.В. Про покращення розрахункових схем каркасних будівель на просідаючих ґрунтах / В.В. Жук, М.В. Корнієнко // *Світ*

- геотехніки: Науково-технічний журнал. – Запоріжжя.: ТОВ «НВК «Інтер-М». – 2013. – Вип.2(38). – С.2-7.*
7. Моргун А.С. Вплив техногенного фактора 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.
  8. Моргун А.С. Прогнозування впливу води на напружено-деформований стан лесової основи пальових фундаментів / А.С. Моргун, І.А. Моргун // *Вісник Вінницького політех. інст-ту.* – 2007. – #2. – С.20-23.
  9. Моторный А.Н. Напряженно-деформированное состояние основания свайных фундаментов на лёссовых просадочных грунтах при замачивании просадочной толщи снизу вверх (подтопление территории) / А.Н. Моторный, Н.А. Моторный // *Вісник ПДАБА.* – 2014. – #2(191). – С.20-30.
  10. Соколов Н. Проблема лёссов / Н. Соколов // *Соросовский образовательный журнал.* – 1996. – #9. – С.86–93.
  11. Янко К.О. До зміни напружено-деформованого стану лесової основи пальового фундаменту внаслідок її замочання / К.О. Янко, С.П. Школяр, В.А. Муха // *Зб. наук. праць (Галузеве машинобуд., буд-во).* – П.: ПолтНТУ. – 2003. – Вип.12. – С. 277-280.
- REFERENCES
1. Boiko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkamy z yikh osnovoіu [Peculiarities of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their base]. *Osnovy i fundamentey: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, K.: KNUBA, 30, 3-8. (in Ukrainian).
  2. Vynnykov Yu.L. (2010). Problemy vyznachennia modulua deformatsii zamoklykh lesopodobnykh gruntiv [Problems of determining the modulus of deformation of dense loess-like soils]. *Zb. nauk. prats (Haluzeve mashynobud., bud-vo)*, P.: PoltNTU, 3(28), 62–68. (in Ukrainian).
  3. Hranko O.V. (2005). Zmina znachen fizyko-mekhanichnykh pokaznykiv lesovykh suhlynkiv pid fundamentamy za umov pidtoplennia [Changes in the values of physical and mechanical parameters of loess loams under foundations under conditions of flooding]. *Zb. nauk. prats (Haluzeve mashynobud., bud-vo)*, P.: PoltNTU, 15, 126-129. (in Ukrainian).
  4. Zhuk V., Pavlenko I. (2022). Vplyv mozhyvoho vodonasychennia lesovoho gruntu na napruzhenodeformovanyi stan fundamentiv bahatopo-verkhovoho budynku [The effect of possible water saturation of loess soil on the stress-strain state of the foundations of a multi-story building]. *Osnovy i fundamentey: naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, K.: KNUBA, 44, 27-43. (in Ukrainian).
  5. Zhuk V.V., Pidlutskyi V.L. (2015). Do rozrakhunkiv spilnoi roboty budivli z gruntovoіu osnovoіu v umovakh nerivnomirnykh deformatsii [To the calculations of the joint work of the building with the soil base in conditions of uneven deformations]. *Osnovy i fundamentey: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, K.: KNUBA, 36, 122-130. (in Ukrainian)
  6. Zhuk V.V., Korniienko M.V. (2013). Pro pokrashchennia rozrakhunkovykh skhem karkasnykh budivel na prosidaiuchykh gruntakh [On the improvement of calculation schemes of frame buildings on colapsible soils]. *Svit heotekhniki: Naukovo-tekhnichnyi zhurnal, Zaporizhzhia: TOV «NVK «Inter-M»*, 2(38), 2-7. (in Ukrainian)..
  7. Morhun A.S., Andrukhov V.M., Met I.M., Yarkina I.Iu. (2009). Vplyv tekhnogennoho faktora zamokannia gruntovoі osnovoі na napruzhenodeformovanyi stan vysotnoi budivli [The influence of the man-made factor of soil base locking on the stress-strain state of a high-rise building]. *Dorohy i mosty*, Kyiv, 11, 233-238. (in Ukrainian).
  8. Morhun A.S., Morhun I.A. (2007). Prohnozuvannia vplyvu vody na napruzhenodeformovanyi stan lesovoі osnovoі palovykh fundamentiv [Forecasting the effect of water on the stress-strain state of the loess base of pile foundations]. *Visnyk Vinnytskoho politekhnichnogo inst.*, 2, 20-23. (in Ukrainian).
  9. Motornyi A.N., Motornyi N.A. (2014). Napriazhenno-deformirovannoe sostoianye osnovaniya svainykh fundamentov na lessovykh prosadochnykh hruntakh pry zamachyvanny prosadochnoi tolshchy snyzu vverkh (podtoplenye terrytoryy) [Stress-strain state of the base of pile foundations on loess colapsible soils when the collapse stratum is soaked from the bottom up (flooding of the territory)]. *Visnyk PDABA*, 2(191), 20-30. (in Russian).
  10. Sokolov N. (1996). Problema lessov [The loess problem]. *Sorosovskiy obrazovatelnyi zhurnal*, 9, 86–93. (in Russian).
  11. Yanko K.O., Shkoliar S.P., Mukha V.A. (2003). Do zminy napruzhenodeformovanoho stanu

lesovoi osnovy palovoho fundamentu vnaslidok yii zamokannia [To change the stress-strain state of the loess base of the pile foundation due to its locking]. *Zb. nauk. prats (Haluzeve mashynobud., bud-vo)*, P.: PoltNTU, 12, 277-280. (in Ukrainian).

**Assessment of the stress-strain state of pile foundations of a multi-story building with possible water saturation of loess soil**

*Veronika Zhuk,  
Iryna Pavlenko*

**Summary.** The increase in the density of buildings leads to the need to set aside for development areas that were previously considered unfavorable from the point of view of the quality of the geological conditions. Deposits of loess rocks cover almost 80% of the territory of Ukraine. Such soils are characterized by a negative feature - the ability to rapidly reduce their mechanical properties in contact with liquid and to cause additional subsidence deformations. Based on this, a significant part of buildings and structures is erected in conditions of the possible occurrence of uneven deformations due to water saturation of subsidence soils. Therefore, the foundation structures of these structures must be designed with taking into account the occurrence of subsidence of loess soils.

In their natural state, loess soils have sufficiently high mechanical characteristics due to structural connections. However, as the moisture content increases, the resistance to compression rapidly decreases, structural bonds are destroyed, and soil subsidence is observed.

The modern level of foundation structures design involves the search for a reliable and cost-effective foundation option. This is especially relevant in the conditions of construction on soils that have the property of settling with possible increase in moisture content.

The paper presents the results of a comparison of foundation options, taking into account the influence of possible water saturation of loess soils on the stress-strain state of foundation structures. Different schemes of possible water saturation of loess soils were considered depending on their size and location.

This publication is a continuation of the previously published work [4]. It was about the results of the research, which was devoted to the variant

design of foundations using numerical simulation of the joint work of the elements of the "soil base - foundation - above-ground structures" system. According to the results of the study, the choice of a rational option of foundations was substantiated, based on its indicators of reliability and economic efficiency. The conducted research confirms that the size and location of the soaking zones of the subsiding soil affect the nature of the stress distribution in the foundation structures. It is shown that the variant design of foundations, taking into account the negative factors related to the soil conditions of the construction site, as well as man-made situations that may arise during the operation of the building, make it possible to design a reliable and at the same time cost-effective option of the foundations.

**Key words.** Numerical simulation, stress-strain state, loess soil, uneven deformations, pile foundation, reinforced concrete frame.

## Дослідження впливу складного навантаження на фундаменти неглибокого закладання та формування реактивної епюри в ґрунтовій основі

Василь Підлуцький<sup>1</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup>vasiliytsar@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1936-3990

DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.55-67

**Анотація.** Досліджено вплив складного навантаження на фундаменти неглибокого закладання, особливості передачі тиску на ґрунти основи, формування реактивної епюри в ґрунтовій основі, особливості призначення розмірів подошви фундаментів квадратної та прямокутної форми, а також характер армування фундаментів та залежність армування подошви фундаменту від напруження, що формується під нею. Особливу увагу приділено дії різних комбінацій складного навантаження на фундамент, які можуть призвести до відриву подошви фундаменту та, як наслідок, до його перекидання.

Дослідження виконані на фундаментах неглибокого закладання, стовбчастих, із монолітного залізобетону, на які опираються металеві колони та кріпляться за допомогою анкерних (фундаментних) болтів. Будинки з металевим каркасом на таких фундаментах найчастіше призначені для складських, виробничих або торгових центрів, споруд сільського господарства, станцій технічного обслуговування та багато інших.

Показано вплив додаткових навантажень на фундаменти при виконанні перевірки прийнятих розмірів подошви фундаментів. Такими додатковими навантаженнями можуть бути: вага фундаментів, вага ґрунту на уступах фундаментів, вага підсіпки під підлогу, вага конструкції підлоги, корисне навантаження на підлогу, вага фундаментної балки, вага навісних стін тощо.

При дії складного позацентрального навантаження в різний момент часу, в результаті дії різних комбінацій навантажень, під подошвою фундаментів виникають знакоперемінні напруження: середні, максимальні та мінімальні, які можуть привести до відриву подошви фундаменту. Саме дані напруження залежать від прийнятих розмірів подошви фундаменту, а також



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

впливають на їх армування. Але постає питання: чи одні і ті ж напруження під подошвою фундаментів впливають на розміри фундаментів та на визначення їх армування? В роботі показано, що для перевірки розмірів подошви фундаментів необхідно враховувати «стандартні» напруження під подошвою фундаментів, а для визначення їх армування – зовсім інші напруження. Багато науковців та проектувальників не здогадуються про цей факт. Тому не коректне врахування напружень під подошвою фундаментів саме для визначення їх армування може привести до невірних результатів, що вплине на надійність та вартість фундаментів наведених будівель.

В роботі наведено способи конструювання фундаментів неглибокого закладання на дію позацентрального навантаження з метою його сприйняття.

**Ключові слова.** Фундаменти неглибокого закладання, комбінації навантаження, розміри фундаментів, напруження під фундаментами, реактивна епюра.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Розміри фундаментів неглибокого закладання найчастіше визначають, виходячи з вертикального навантаження на фундаменти, глибини їх закладання та характеристик ґрунтів. Після конструювання фундаментів отримані розміри подошви фундаментів

необхідно перевірити за стандартними формулами, щоб тиск від дії фундаментів не перевищував середні, максимальні та мінімальні напруження в ґрунтах. При цьому, за стандартними рекомендаціями необхідно врахувати додаткові навантаження, які включають вагу фундаменту та вагу ґрунту на уступах фундаментів. Але, як показує практика проектування таких фундаментів крім «стандартних» додаткових навантажень необхідно враховувати ряд інших навантажень, наприклад від ваги підсипки під підлогою, ваги конструкції підлоги, від корисного навантаження на підлогу, від ваги фундаментної балки, зовнішніх стін тощо. Також такі навантаження можуть діяти в різний проміжок часу. Дані питання потребують додаткового розгляду, які формують складне позацентрове навантаження на фундаменти.

Також додаткового вивчення потребує питання армування підшови фундаментів від дії складного позацентрового навантаження. Адже, саме формування реактивної епюри в ґрунті та величина напруження під підшовою фундаменту визначає величину його армування, яке залежить від зовнішнього навантаження. Тут постає питання: чи одні і ті ж напруження під підшовою фундаментів впливають на розміри фундаментів та на визначення їх армування? В роботі показано, що для перевірки розмірів підшови фундаментів необхідно визначити напруження під підшовою фундаментів від усіх видів навантажень, що діють на фундамент, а для визначення їх армування – напруження від не всіх навантажень, а також «правильність» їх врахування. Багато науковців та проектувальників не здогадуються про цей факт. Тому не коректне врахування напружень під підшовою фундаментів саме для визначення їх армування може привести до невірних результатів, що вплине на надійність та вартість фундаментів наведених будівель.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Методика розрахунку фундаментів неглибокого закладання розроблена банато

років тому, основні вимоги та вказівки вказані у нормативних документах, які змінювалися в часі та регулярно перевипускалися на державному рівні. Це і СНіПи, і Посібники, і ДБН, і ДСТУ України, останій з них чинний ДБН В.2.1-10:2018 [1].

В роботах багатьох вчених розглядається різна проблематика розрахунку фундаментів неглибокого закладання, як стрічкових, так і стовпчастих. На перший погляд прості розрахунки, але вони також потребують уточнення та додаткового вивчення, так як інженерні розрахунки засновані на окремих припущеннях роботи ґрунту як пружного матеріалу, коли розрахунковий опір не значно перевищує перший критичний опір ґрунту. В роботі проф.Цимбала С.Й. [2, 3] піднімається питання впливу коефіцієнта пористості на формування напружень в основі фундаменту, автор зауважує, що із збільшенням величини коефіцієнта пористості концентрація напружень зростає по осі стрічкового фундаменту і зменшується при віддаленні від неї в горизонтальній площині. Дані дослідження були продовжені його учнями та висвітлені в роботі [4], в якій автори наголошують, що з глибиною вплив коефіцієнта пористості на розподіл напружень збільшується, порівняно із результатами розрахунків за теорією пружності. В роботах [5, 6] автори піднімають питання проектування центрально завантажених стовпчастих монолітних фундаментів під окремі колони за сучасними нормам, та порівняння їх з Європейськими нормами. В роботі [7] автор Корнієнко М.В. викладає детальну інформацію щодо розрахунків фундаментів неглибокого закладання та піднімає питання врахування додаткових навантажень при проведенні перевірки фундаментів.

## МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив складного позацентрового навантаження на формування напруження під підшовою фундаментів неглибокого закладання та формування реактивної епюри в ґрунтовій основі, а також показати відмінність у визначенні напруження для перевірки розмірів підшови фундаментів та

для визначення величини армування їх підшви.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

### *Опис об'єкту. Ґрунтові умови.*

Дослідження проведені на реальному об'єкті: «Будівництво тваринницького комплексу великої рогатої худоби молочного напрямку потужністю 3800 голів в Тернопільській області. На майданчику будівництва передбачено зведення більше десяти споруд різного призначення, які мають металевий каркас (Рис. 1, 2). Основні – це доїльно-молочний блок, навіс для корів, навіс родильного блоку, три навіси для телят (Рис. 2); допоміжні – навіс для сіна, навіс для техніки, перехідні галерії та ін. Розміри будівель в плані мають досить великі габарити, окремі блоки становлять 246,0x64,2 м; 204,0x32,7 м; 87,0x56,0 м. В якості фундаментів запроєктовано фундаменти неглибокого закладання з монолітного залізобетону (Рис. 3). Несучі колони металевого каркасу кріпляться до фундаментів за допомогою анкерних (фундаментних) болтів. З'єднання колон до фундаментів – жорстке. Колони в'язевих блоків анкеруються до фундаментної балки згідно окремого вузла.

Ґрунтові умови на будівельному майданчику складаються в основному з суглинистих шарів ґрунтів, які залягають з пониженням по території майданчика. Геологічний розріз представлений на Рис. 4, який включає наступні шари ґрунтів:

ІґЕ-1 – Рослинний шар - супісок твердий, гумусовий з буд. відходами;

ІґЕ-2 – Суглинок напівтвердий з запливами гумусу;

ІґЕ-3 – Суглинок напівтвердий;

ІґЕ-4 – Суглинок тугопластичний;

ІґЕ-6 – Суглинок м'якопластичний;

ІґЕ-7 – Глина напівтверда.

Так як будівлі мають досить довгу форму в план, а шари ґрунтів залягають з пониженням, то фундаменти мають перемінну висоту (1,3 м; 1,7 м; 1,9 м; 2,9 м;), щоб опиратися в несучий шар основи ІґЕ-3 або ІґЕ-4. Основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи представлено в Табл. 1.



Рис.1. Загальний вигляд металевого каркасу будівлі.

Fig.1. General view of the metal frame of the building.

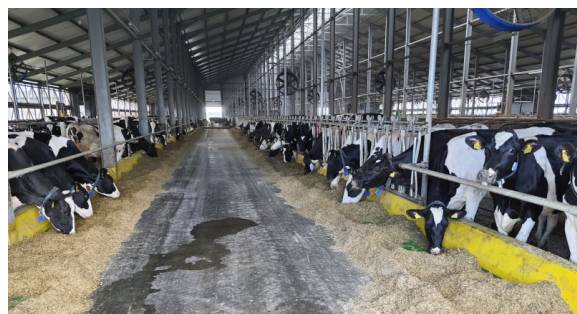


Рис.2. Загальний вигляд навісу для корів.

Fig.2. General view of the shed for cows.



Рис.3. Фундаменти неглибокого закладання з монолітного залізобетону.

Fig.3. Shallow foundations made of monolithic reinforced concrete.

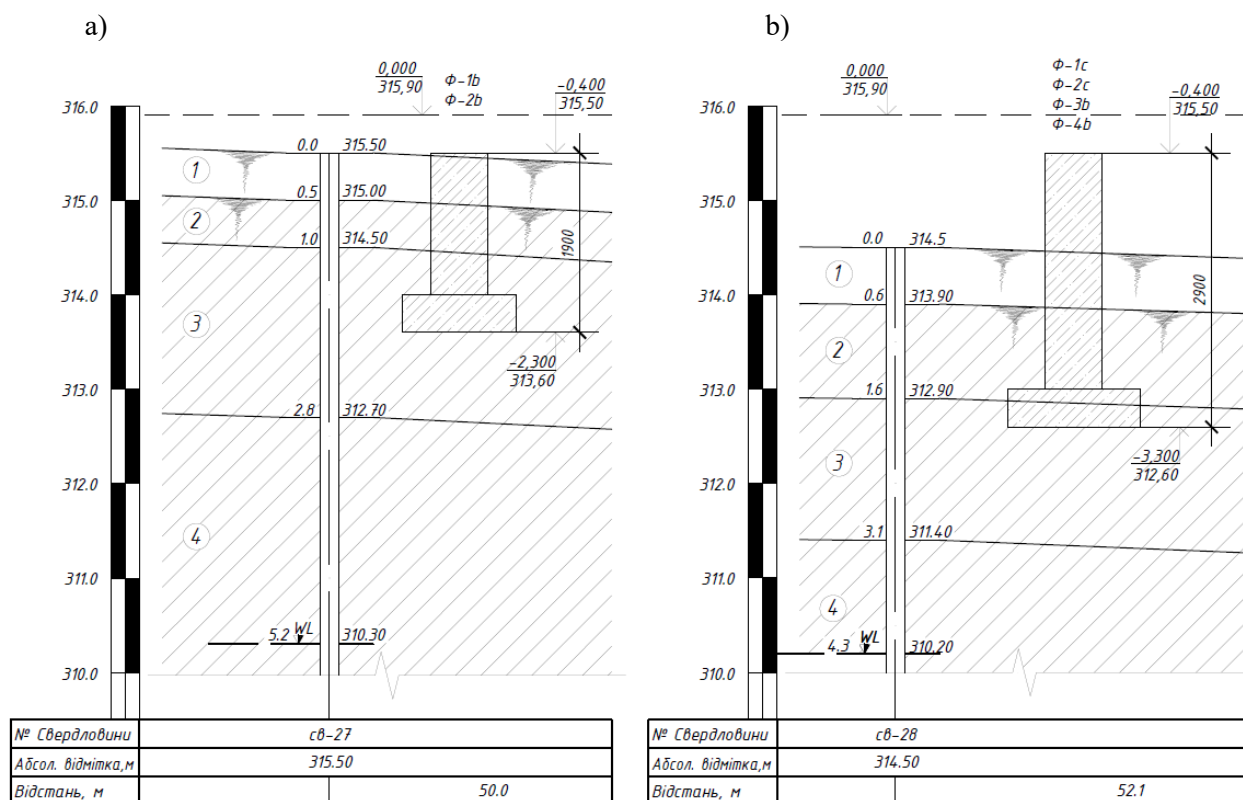


Рис.4. Фрагменти інженерно-геологічних розрізів ділянки будівництва та посадка фундаментів: а) колонка свердловини св.-27; б) колонка свердловини св.-28.

Fig.4. Fragments of engineering and geological sections of the construction site and laying foundations а) well column w-27; б) well column w-28.

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

№ ІГЕ	Щільність ґрунту, г/см <sup>3</sup>	Природна вологість, д.о.	Число пластичності, д.о.	Показник текучості, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	$\rho$	$W$	$I_p$	$I_L$	$e$	$\varphi$	$c$	$E$
1	1,61	-	-	-	-	-	-	-
2	1,74	-	-	-	-	-	-	-
3	1,92	0,21	0,08	0,10	0,70	23	28	19
4	1,96	0,24	0,10	0,30	0,72	21	25	16
6	1,88	0,22	0,08	0,57	0,75	18	20	12
7	1,90	0,25	0,23	0,00	0,80	19	50	20

Примітка:

- ІГЕ-1 – Рослинний шар - супісок твердий, гумусовий з буд. відходами;
- ІГЕ-2 – Суглинок напівтвердий з запливами гумусу;
- ІГЕ-3 – Суглинок напівтвердий;
- ІГЕ-4 – Суглинок тугопластичний;
- ІГЕ-6 – Суглинок м'якопластичний;
- ІГЕ-7 – Глина напівтверда.

*Розміри підосви фундаменту.*

Згідно чинних норм [1] та багатьох посібників [5-7] площа підосви стовпчастого фундаменту визначаються за стандартною формулою:

$$A = \frac{N_{II} \cdot k_M}{R - \gamma_{mt} \cdot d} \quad (1)$$

де  $A=a \cdot b$  - площа підосви фундаменту, м<sup>2</sup>; при чому початкове відношення між сторонами фундаменту визначають як  $b=k_M \cdot a$ ;  $N_{II}$  – вертикальне навантаження, кН;  $R$  – розрахунковий опір ґрунту, кПа [1];  $\gamma_{mt}$  – середня питома вага залізобетону і ґрунту на уступах фундаменту, приймається  $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;  $d$  – глибина закладання підосви фундаменту, м;  $k_M$  – коефіцієнт впливу моменту, що визначається як:

$$k_M = 1 + \frac{\sum M_{II}}{3N_{II}} \quad (2)$$

де  $\sum M_{II}$  – сума моментів на рівні підосви фундаменту.

Як показує досвід розрахунків стовпчастих фундаментів на дію складного позацентрового навантаження, визначення розмірів згідно наведеної формули (1) не гарантує того, що даний фундамент можна буде прийняти в кінцевому випадку як остаточний варіант фундаменту, не зважаючи на присутність у формулах коефіцієнту впливу моменту ( $k_M$ ). Багато конструкторів часто помиляються при визначенні розмірів фундаментів саме таким способом, прийнявши при цьому спеціально «завищені» вертикальні навантаження та занижені значення розрахункового опору ґрунтів, з метою «прикидки-визначення» розмірів фундаментів з «запасом». Вони вважають, що «розрахували» розміри підосви фундаментів досить надійно.

Проблема в тому, що дані формули не дозволяють врахувати відрив та перекидання фундаменту, для запобігання чого необхідно ще збільшувати розміри фундаменту.

Тому без виконання перевірок напружень « $\sigma$ » (тиску « $R$ ») на рівні підосви фундаментів запроєктувати остаточні розміри підосви фундаментів не можливо.

*Перевірка напружень на рівні підосви фундаментів.*

При виконанні перевірки напружень на рівні підосви фундаментів необхідно враховувати всі види навантаження, що діють на обрізі фундаменту та приводити їх дію на рівень підосви фундаменту (Рис. 5). При цьому найчастіше враховують додаткові навантаження, які включають вагу фундаменту ( $G_f$ ) та вагу ґрунту ( $G_s$ ) на уступах фундаментів.

Перевірка напружень на рівні підосви фундаментів виконують за формулами, в яких перевіряється середнє ( $\sigma_{mt}$ ), мінімальне ( $\sigma_{min}$ ) та максимальне ( $\sigma_{max}$ ) напруження, при чому в обох напрямках по осі « $X$ » та осі « $Y$ », а також напруження ( $\sigma_{кут}$ ) на куті фундаменту (формули 3-7):

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N_{II}}{A_f} \leq R \quad (3)$$

$$\sigma_{max}^{x(y)} = \frac{\sum N_{II}}{A_f} + \frac{\sum M_{x(y)}^{II}}{W_{y(x)}} \leq 1,2 \cdot R \quad (4)$$

$$\sigma_{min}^{x(y)} = \frac{\sum N_{II}}{A_f} - \frac{\sum M_{x(y)}^{II}}{W_{y(x)}} \geq 0 \quad (5)$$

$$\sigma_{max}^{кут} = \frac{\sum N_{II}}{A_f} + \frac{\sum M_x^{II}}{W_y} + \frac{\sum M_y^{II}}{W_x} \leq 1,5 \quad (6)$$

$$\sigma_{min}^{кут} = \frac{\sum N_{II}}{A_f} - \frac{\sum M_x^{II}}{W_y} - \frac{\sum M_y^{II}}{W_x} \geq 0 \quad (7)$$

де  $\sum N_{II} = N_{II} + G_f + G_s$  – сума всіх вертикальних навантажень на фундамент;  $\sum M^{II} = M^{II} + Q^{II} \cdot h_f$  – сума моментів на рівні підосви фундаменту р врахуванням дії горизонтальної сили на рівні верхнього обрізу фундаменту;  $h_f$  – висота фундаменту;  $A_f = a \cdot b$  – площа підосви прийнятого фундаменту;

$W=(b \cdot a^2)/6$  – момент опору площі підшви фундаменту у відповідному напрямі.

У виникненні випадку, коли мінімальне напруження менше «нуля», буде відбуватися відрив підшви фундаменту від ґрунту. Такий випадок дозволявся «Рекомендаціями» до СНіП, але було необхідно контролювати, щоб величина відриву була менше  $0,25b$ , тобто менше чверті ширини підшви фундаменту.

В такому випадку з протилежного боку фундаменту виникає досить велике значення максимального напруження і необхідно ретельно контролювати якість ґрунту основи, щоб не відбулося його послаблення в результаті не відповідальної розробки ґрунту будівельниками. З досвіду виконання фундаментних робіт такі недоліки були помічені, коли будівельники перекопували відмітку ґрунту котловану механізованим способом, а потім його «досипали» без належного ущільнення. Також виникає верхня розтягнута зона в підшви фундаменту, що потребує додаткового армування. Тому допускати відрив фундаменту є не доцільним та небезпечним з приводу стійкості фундаменту вцілому.

*Додаткові навантаження на фундаменти.*

Проектуючи фундаменти неглибокого закладання під промислові та виробничі будівлі з металевим каркасом, крім найчастіше прийнятих додаткових навантажень на фундаменти (вага фундаменту ( $G_f$ ) та ґрунт на уступах фундаменту ( $G_s$ )) практично завжди на фундаменти діють наступні додаткові навантаження, наприклад:

1. вага підсіпки під підлогу ( $G_{нас}$ );
2. вага конструкції підлоги ( $G_{під}$ );
3. корисне навантаження на підлогу ( $G_{кор}$ );
4. вага фундаментної балки ( $G_{ФБ}$ );
5. вага зовнішніх стін ( $G_{ст}$ ) тощо.

Слід зауважити, що перераховані додаткові навантаження на фундамент діють в межах підшви фундаменту (Рис. 6, 7). Але, у випадку розрахунку фундаменту під крайню колону, дані навантаження необхідно ділити навпіл, так як вони діють тільки на половині підшви фундаменту. А у випадку розрахунку фундаменту під середні колони дані

навантаження враховуються по всій площі фундаменту, але не потрібно враховувати вагу від фундаментної балки та стіни, так як дані конструкції в даному місці відсутні. Для більш точнішого розрахунку рекомендовано з площі фундаменту віднімати площу підколонника, так як в його межах додаткові навантаження можуть не діяти.

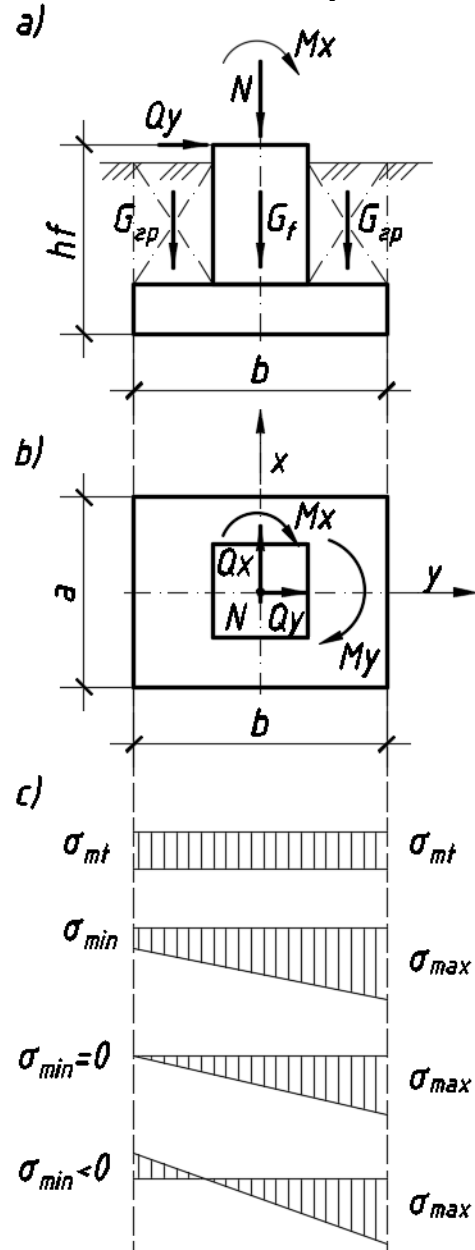


Рис.5. Навантаження, які діють на фундаменти: а) розріз фундаменту; б) план фундаменту; в) епюри напружень під підшвою фундаменту

Fig.5. Loads acting on foundations: a) section of the foundation; б) foundation plan; в) stress diagrams under the sole of the foundation.

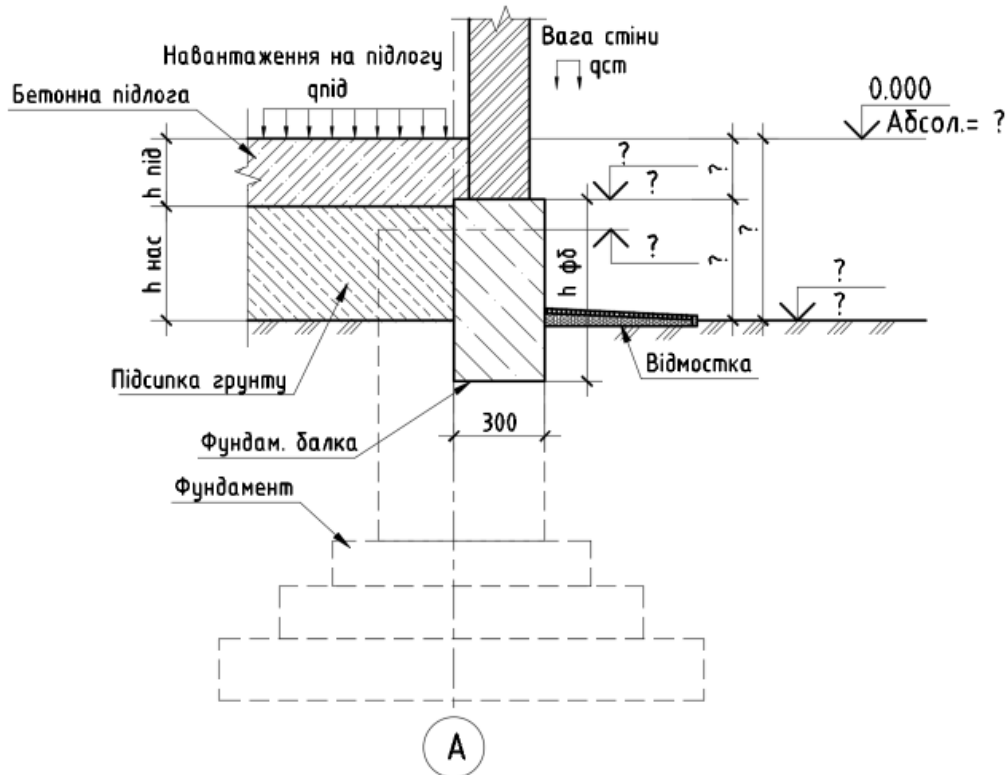


Рис.6. Розрахункова схема до фундаменту неглибокого закладання та додаткові навантаження, що діють на фундамент.

Fig.6. Calculation scheme for the shallow foundations and additional loads acting on the foundation.

В досліджуваних спорудах досить часто підіймають рівень підлоги в середньому на 1,2 м з метою заїзду підйомних механізмів з приміщення прямо у причепи вантажних автомобілів для їх розвантаження. Тому необхідно під підлогу виконувати підсіпку, яка влаштовується вище планувальної позначки та являється додатковим навантаженням для фундаментів в межах їх подошви (Рис. 7, а).

*Визначення напружень в ґрунті для перевірки розмірів подошви фундаменту та для розрахунку армування подошви фундаменту.*

Напруження в ґрунті для перевірки розмірів подошви фундаменту знаходять за формулами 3-7, враховуючи всі додаткові навантаження, які діють на фундаменти. При чому, сумарне вертикальне навантаження ( $\Sigma N^II$ ) буде включати всі додаткові:

$$\Sigma N^II = N^II + G_f + G_s + G_{нас} + G_{під} + G_{кор} + G_{ФБ} + G_{ст} \quad (8)$$

де всі позначення – див. вище по тексту.

Слід зауважити, що дані додаткові навантаження також знаходяться в різних категоріях навантаження: постійні, тимчасові довготривалі та тимчасові короточасні, що необхідно враховувати при розрахунку фундаментів та включати / виключати їх в різний проміжок часу із застосуванням різних коефіцієнтів сполучення за навантаженням.

При конструюванні фундаменту встановлюють кількість ступенів фундаменту. Прийнято, що більше трьох ступенів не проєктують, так як фундамент неглибокого закладання буде не ефективний і потрібно переходити на пальовий фундамент.

Для розрахунку армування подошви фундаменту кожен ступень фундаменту розглядають як консольну балку, яка жорстко защемлена з боку фундаменту. Розрахункову схему зображено на Рис. 7б, 7с. Окремо розраховують кожен ступень фундаменту у випадку двох- або трьох-ступінчатого фундаменту, збираючи на нього навантаження від напруження під подошвою фундаменту.

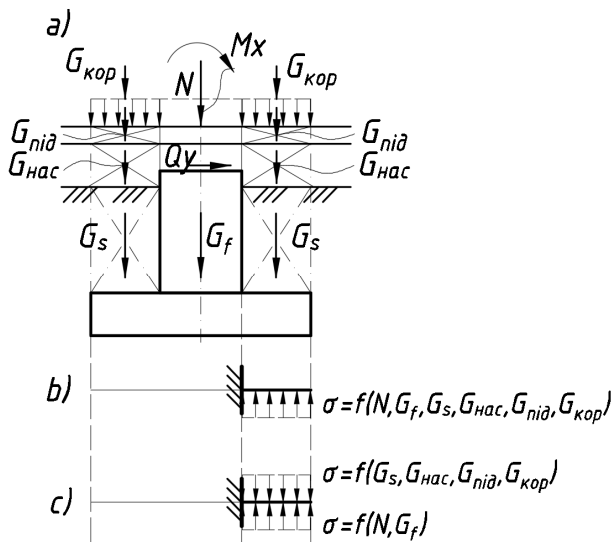


Рис.7. а) Сили, які діють на фундамент під середню колону; б) Ступінь фундаменту як консольна балка та напрямок дії на неї напруження (тиску) від дії всіх додаткових сил при перевірці розмірів фундаменту; в) Ступінь фундаменту як консольна балка та напрямок дії на неї напруження (тиску) від дії окремих додаткових сил при визначенні армування фундаменту.

Fig.7. a) Forces acting on the foundation under the middle column; b) The footing of the foundation as a cantilever beam and the direction of stress (pressure) on it from the action of all additional forces when checking the dimensions of the foundation; c) The footing of the foundation as a cantilever beam and the direction of stress (pressure) on it from the action of individual additional forces when determining the foundation reinforcement.

На Рис. 7, а показано дію всіх основних та додаткових сил, які діють на фундамент. А на Рис. 7, б наведено традиційну розрахункову схему ступені фундаменту для визначення її армування, яка представлена у вигляді консольної балки, на яку діють напруження від усіх наведених основних та додаткових сил. Але, якщо розібрати дану розрахункову схему детально, то виявляється, що не всі сили потрібно враховувати в даному розрахунку, так як деякі з них мають протилежний знак дії на консоль, тобто навантажують нашу консоль (ступінь фундаменту) з протилежних сторін балки (Рис. 7, с) та

навіпаки приводять до її розвантаження.

Приклад врахування додаткових сил при визначенні напруження під подошвою фундаменту під колону середнього ряду для перевірки розмірів подошви фундаменту та для розрахунку армування подошви фундаменту наведено на Рис. 8.

Розглянувши разом Рис.7 та Рис.8 видно, що навантаження від ґрунту на уступах фундаменту ( $G_s$ ), навантаження від підсипки під підлогу ( $G_{нас}$ ), навантаження від конструкції підлоги ( $G_{nid}$ ), корисне навантаження на підлогу ( $G_{кор}$ ) діє зверху консольної балки та розвантажує її. Тобто із загального значення напруження під подошвою фундаменту їх потрібно вирахувати (приймати з від'ємним знаком). Але, слід зауважити, це потрібно робити лише для обчислення площі армування подошви фундаменту. Багато проектувальників не задумуються про цей момент при визначенні армування подошви фундаменту, беручи загальне значення напруження під подошвою фундаменту, яке вираховали для визначення перевірки розмірів подошви фундаменту. Це призводить до перевитрат армування фундаментів, але забезпечує великий запас в армуванні та надійність конструкції.

На Рис.8. в таблиці для наглядної оцінки показано, що додаткові сили для армування подошви взято з «нулем», а не з «від'ємним» знаком для того, щоб залишити ще деякий процент запасу міцності та показати різницю у формуванні напруження та для оцінки різниці площі армування. Як видно з таблиці, при визначенні армування за напруженням для розмірів подошви фундаментів, необхідна площа робочої арматури становить 10,06 см<sup>2</sup>, що відповідає арматурі діаметром 16 мм з кроком 200 мм. А при врахування напруження для армування подошви - необхідна площа робочої арматури вже становить 5,66 см<sup>2</sup>, що відповідає арматурі діаметром 12 мм з кроком 200 мм. Діаграму різниці витрат армування подошви фундаменту при різному врахування додаткових сил у визначенні напруження під подошвою фундаменту показано на Рис. 9. Як видно з даної діаграми відмінність становить 1,8 рази, а це не обґрунтований запас в армуванні.

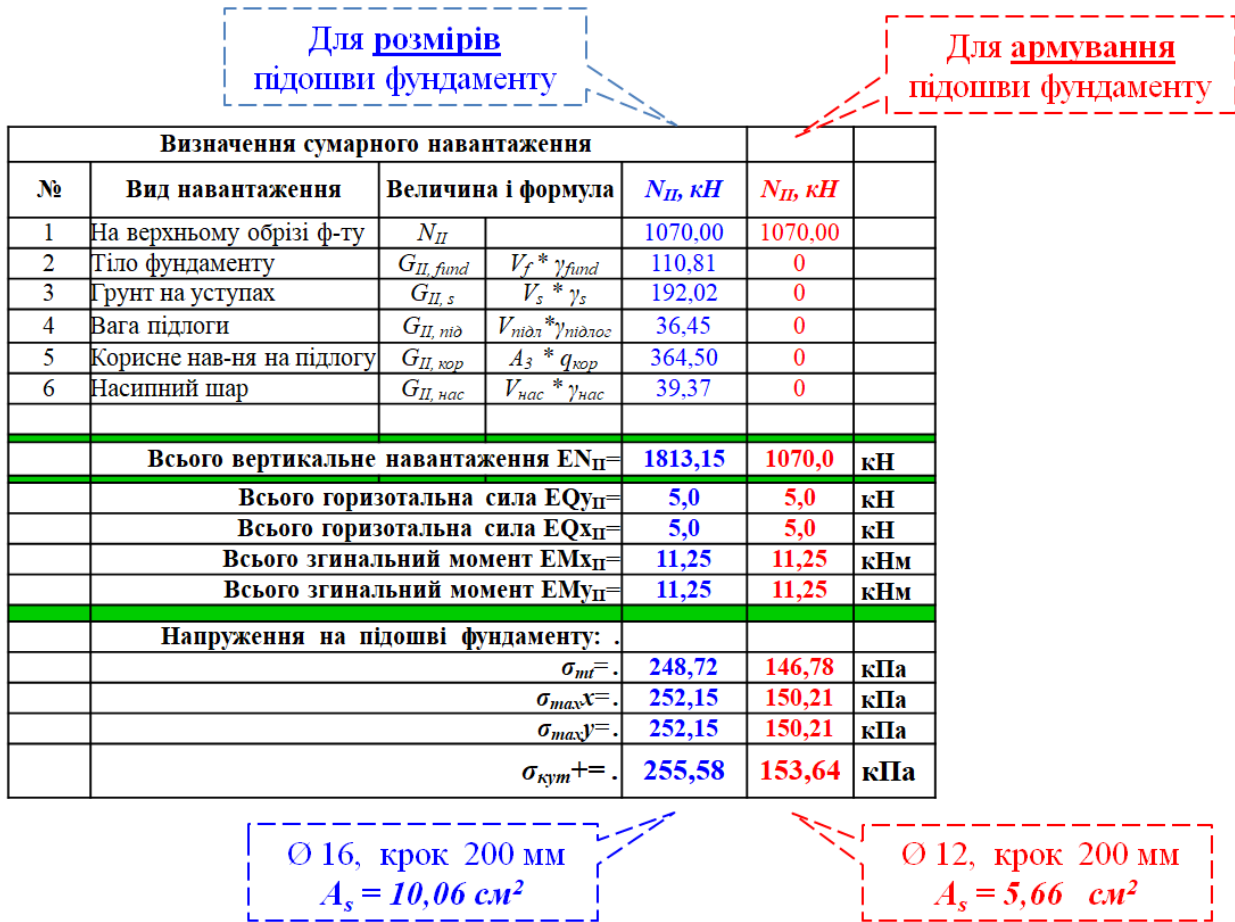


Рис.8. Приклад врахування додаткових сил при визначенні напруження під підшвою фундаменту під колону середнього ряду.

Fig.8. An example of taking into account additional forces to determine the stress under the sole of the foundation for the column of the middle row.

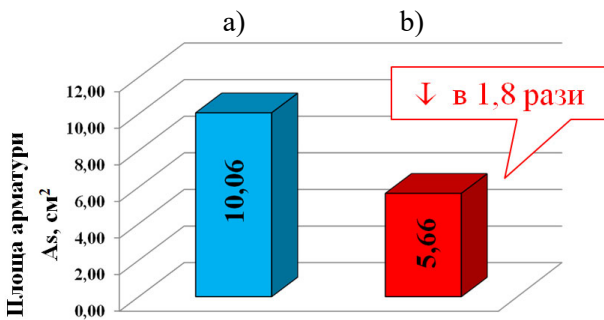


Рис.9. Площа армування підшви фундаменту: а) напруження для розмірів підшви фундаментів; б) напруження для армування підшви фундаментів.

Fig.9. Area of foundation sole reinforcement a) stress for the dimensions of the foundation base; b) stress for the reinforcement of the foundation base.

Якщо приймати додаткові сили, що діють на фундамент, з від'ємним значенням, то отримаємо ще більший коефіцієнт запасу, що дозволить ще більш суттєво знизити площу армування фундаментів.

Звідси, можемо зробити висновок, що при розрахунку фундаментів неглибокого закладання, напруження в ґрунті для перевірки розмірів підшви фундаменту та для розрахунку армування підшви фундаменту необхідно визначати по-різному. Тобто це не одне і теж значення напруження. У випадку визначення армування підшви фундаменту це будуть напруження, які будуть зменшенні на дію окремих додаткових сил. Цей захід допоможе знизити загальну вартість фундаментів через зменшення його армування.

*Способи конструювання фундаментів для погашення відриву підосви фундаментів.*

При дії складного позacentрового навантаження на фундаменти в окремий момент часу може відбутися відривання його підосви. На це сильно впливає конструктивна схема металевого каркасу, а саме варіант з'єднання бази колони з фундаментом (жорстке, шарнірне). При жорсткому сполученні на фундаменти додатково діє перекидний момент, який не можливо сприйняти ні чим, крім самого фундаменту. Наприклад, при дії поперечної сили, помноженої на висоту фундаменту, теж створюється перекидний момент фундаменту, але його можна сприйняти, передавши дію поперечної сили у фундаментну балку будівлі або у підлогу будівлі, яка для такого класу становить товщиною 200-300 мм з армуванням у верхній і нижній зонах та може сприйняти на себе дію даної поперечної сили.

Основними способами конструювання фундаментів для погашення відриву підосви фундаментів можуть бути (Рис.10):

- a) розвиток розмірів підосви в плані;
- b) влаштування затяжок;
- c) влаштування упорів або розпірок;
- d) проектування шарнірних баз колон.

Способом розвитком розмірів підосви в плані (Рис.10, a) передбачається сприйняттям всіх позacentрових навантажень лише габаритами фундаменту без додаткових заходів. Способом влаштування затяжок (Рис.10, b) передбачається сприйняття поперечних сил за допомогою затяжок, які з'єднують протилежні фундаменти через прольот будівлі. У вигляді затяжок можуть бути залізобетонні балки або металеві пластини, які працюють на розрив. Металеві пластини мають бути захищені від корозії, часто їх влаштовують у конструкції підлоги. Такий спосіб часто застосовувався при будівництві ангарів для літаків.

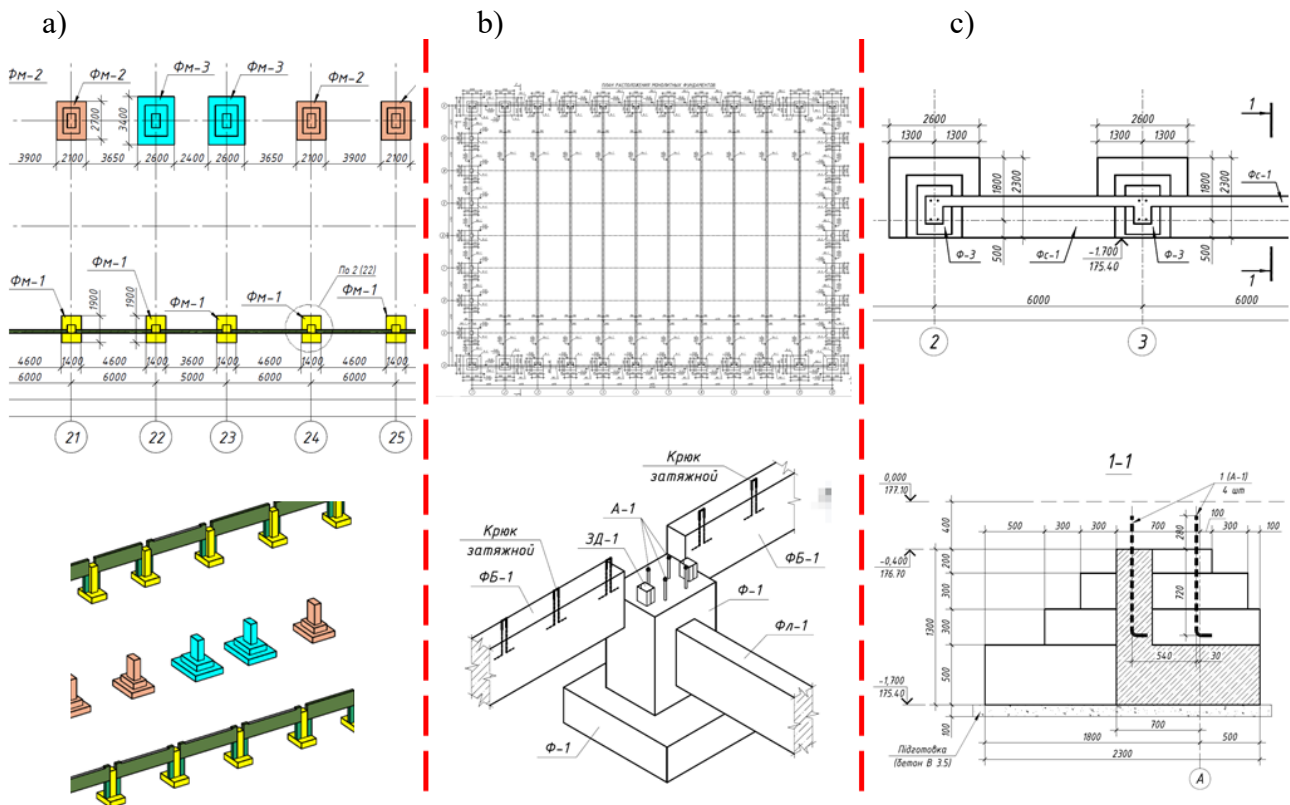


Рис.10.Способи конструювання фундаментів для погашення відриву підосви фундаментів: a) розвиток розмірів підосви в плані; b) влаштування затяжок; c) влаштування упорів або розпірок.

Fig.10. Methods of construction of foundations to compensate for separation of the foundations base: a) the development of the dimensions of the base in the plan; b) setting puffs; c) setting of stops or struts.

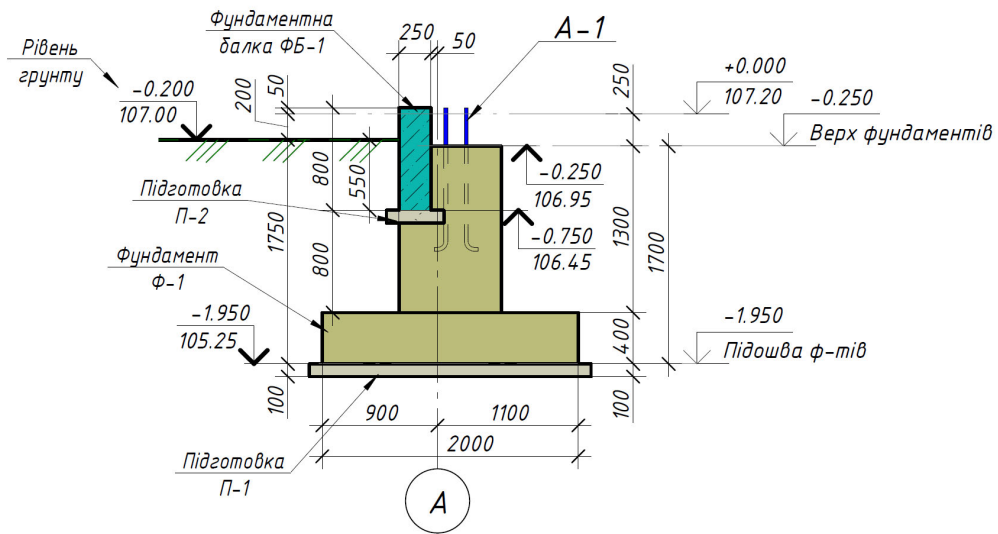


Рис.11. Приклад креслення фундаменту неглибокого закладання під крайню колону.  
 Fig.11. An example of a drawing of the shallow foundation under the extreme column.

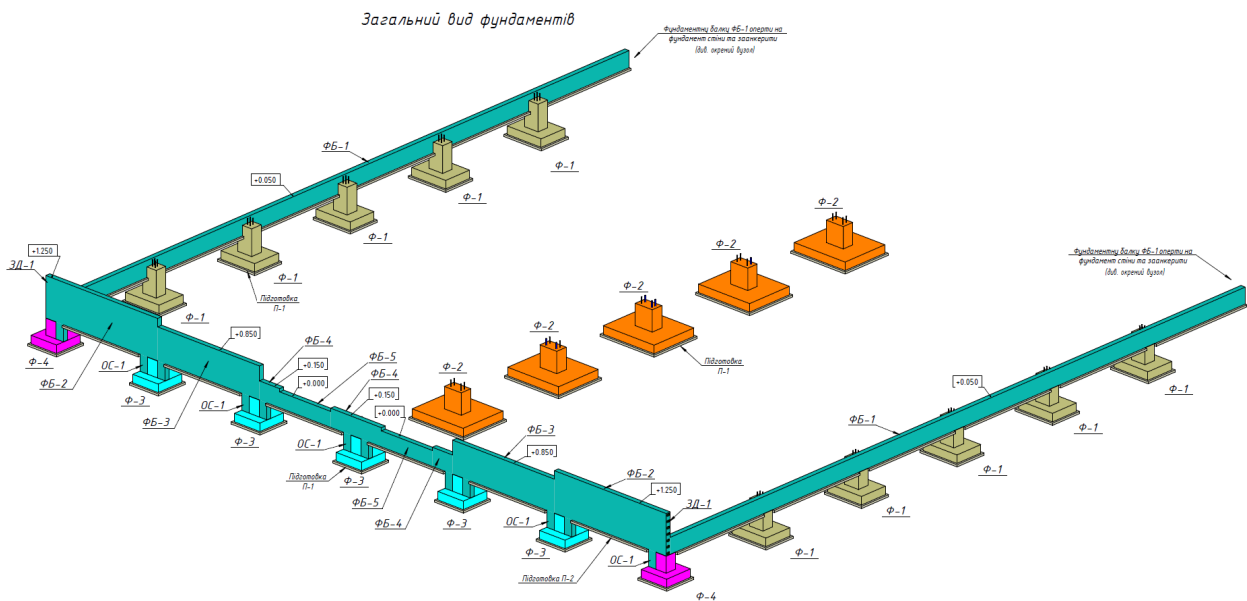


Рис.12. Фрагмент загального виду фундаментів неглибокого закладання з фундаментними балками.  
 Fig.12. A fragment of the general type of the shallow foundations with foundation beams.

Способом влаштування упорів або розпірок (Рис.10, с) передбачається сприйняття поперечних сил та перекидних моментів шляхом влаштування додаткових сапожкових стінок. В даному способі є важливий недолік – для того, щоб даною стінкою сприймалася поперечна сила, необхідно забезпечити стійкість ґрунту за даною стінкою з неможливістю її руху. А це практично зробити неможливо, так як ґрунт в будь-якому випадку має здатність до ущільнення. Такий

спосіб може бути використаний у випадку влаштування за межами будівлі бетонного або асфальто - бетонного покриття із значною ущільненою підготовкою із можливістю упору конструкцій фундаментів.

Вибір того чи іншого способу конструювання фундаментів для погашення відриву підосви фундаментів необхідно виконувати із врахуванням загальної конструктивної схеми будівлі, характеристик ґрунтів будівельного майданчика, можливості

виконання тих чи інших конструктивних рішень будівельною організацією. На Рис. 11 та Рис. 12 наведено приклад креслення фундаменту неглибокого закладання під крайню колону та фрагмент загального виду фундаментів з фундаментними балками відповідно. На даних кресленнях показано варіант стикування окремих фундаментів з фундаментними балками, що забезпечує сприймання фундаментними балками поперечних сил, які діють вздовж балок.

### ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що складне позацентрове навантаження на стовпчасті фундаменти неглибокого закладання впливає на їх габарити та формує реактивну епюру в ґрунтовій основі, що вимагає окремого підходу до визначення напружень в ґрунті для перевірки розмірів підшви фундаменту та для розрахунку армування підшви фундаменту.

Встановлено, що для визначення напружень під підшвою фундаменту для перевірки його розміру необхідно враховувати всі додаткові сили, які виникають від додаткових конструктивних рішень, наприклад такі як: навантаження від ґрунту на уступах фундаменту ( $G_s$ ), навантаження від підсипки під підлогу ( $G_{нас}$ ), навантаження від конструкції підлоги ( $G_{під}$ ), корисне навантаження на підлогу ( $G_{кор}$ ), навантаження від ваги фундаментної балки ( $G_{ФБ}$ ), навантаження від зовнішніх стін ( $G_{ст}$ ) тощо.

Для розрахунку армування підшви фундаменту необхідно окремо визначати напруження під підшвою фундаменту, так як воно буде відрізнятись від напружень для перевірки розмірів підшви фундаменту. В даному випадку необхідно враховувати частину додаткових навантажень з «від'ємним» знаком, так як вони діють зверху на ступень фундаменту та розвантажують його. Це призводить до зменшення площі армування підшви фундаменту до 2-ох разів, що зменшує вартість фундаментів.

Показано, що для зменшення негативного впливу позацентрального навантаження на фундаменти можна використовувати різні конструктивні способи.

### ЛІТЕРАТУРА

1. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 36 с.
2. Цимбал С.Й. Розподіл напружень в основі стовпчастих фундаментів / С.Й. Цимбал, В.К. Чибіряков // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА, 2005. – Вип. 29. – С. 132-137.
3. Цимбал С.Й. Розподіл напружень в основі стрічкових фундаментів / С.Й. Цимбал, М. Шахмохаммаді // *Опір матеріалів і теорія споруд: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА, 2009. – Вип. 84. – С. 147-154.
4. Малишев О. Розподіл напружень у основі стрічкових фундаментів з врахуванням впливу коефіцієнта пористості / О. Малишев, П.Олійник // *Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 38. – С. 22-27. DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.22-27.
5. Корнієнко М.В. Проектування центрально завантажених плитних фундаментів під окремі колони за сучасними нормами / М.В. Корнієнко, Л.А. Мурашко, Т.В. Диптан, О.В. Козак // *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 3(38), Т2. – С. 175-185.
6. Корнієнко М.В. Розрахунок стовпчастих монолітних фундаментів за Європейськими нормами: посібник / М.В. Корнієнко, Т.В. Диптан, А.М. Ращенко. – К.: КНУБА. 2015. – 72с.
7. Корнієнко М.В. Основи і фундаменти. Навчальний посібник. – К.: КНУБА. 2009. – 150с.
8. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 71 с.

### REFERENCES

1. Osnovy i fundamenti budivel ta sporud. Osnovni polozhennia: DBN V.2.1–10:2018 [Bases and foundations of buildings and structures. Substantive provisions]. (2018). Kyiv: Ukrarhbuildinform, 36 (in Ukrainian).
2. Tsymbal S.Y., Chibiyarakov V.K. (2005). Rozpodil napruzhen' v osnovi stovpchastykh fundamentiv. [Distribution of stresses on the base of columnar foundations]. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyj naukovy-*

- tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 29. 132-137 (in Ukrainian).
3. Tsymbal S.Y., Shahmohammadi M. (2009). Rozpodil napruzhen' v osnovi strichkovykh fundamentiv. [Distribution of stresses on the base of strip foundations]. *Opir materialiv i teoriya sporud. Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 84. 147-154 (in Ukrainian).
  4. Malyshev O, Oliinyk P. (2019). Rozpodil napruzhen u osnovi strichkovykh fundamentiv z vrakhuvanniam vplyvu koefitsiienta porystosti [Distribution of stresses on the base of strip foundations with consideration influence of the porosity coefficient]. *Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk «Osnovy ta fundamenty»*, Kyiv: KNUBA, 38, 22-27. (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.22-27.
  5. Korniyenko M.V., Murashko L.A., Dyptan T.V., Kozak O.V. (2013). Proektuvannia tsentralno zavantazhenykh plytynykh fundamentiv pid okremi kolony za suchasnymi normamy [Design of central loaded plate bases under separate columns in accordance with modern standards]. *Zbirnyk naukovykh prats [Poltavskoho natsionalnoho tekhnichnoho universytetu im. Yu. Kondratiuka]*. Ser. : *Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo*. Poltava: PolNTU, 3(38), T2. 175-185 (in Ukrainian).
  6. Korniyenko M.V., Dyptan T.V., Rashchenko A.M. (2015). Rozrakhunok stovpchastykh monolitynykh fundamentiv za Yevropeiskymy normamy: posibnyk [Calculation of columnar monolithic foundations according to European standards: manual]. Kyiv: KNUBA, 72 (in Ukrainian).
  7. Korniyenko M.V. (2009). Osnovy i fundamenty. Navchalnyi posibnyk [Basics and foundations. Tutorial]. Kyiv: KNUBA, 150 (in Ukrainian).
  8. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia: DBN V.2.6-98:2009 [Concrete and reinforced concrete structures. Substantive provisions]. (2011). Kyiv: Ukrarhbudinform, 71 (in Ukrainian).

**Investigation of the impact of complex loading on the shallow foundations and the formation of a reactive layer in the soil base**

*Vasyl Pidlutskyi*

**Summary.** The effect of a complex load on the shallow foundations, features of pressure transfer to

the base soil, formation of a reactive layer in the soil base, features of determining the dimensions of the sole of square and rectangular foundations, as well as the character of the reinforcement of the foundations and the dependence of the reinforcement of the foundation sole on the stress formed under it were studied. Particular attention is paid to the action of various combinations of complex loads on the foundation, which can lead to separation of the foundation sole and, as a result, to its overturning.

The studies were carried out on the shallow foundations, columnar, made of monolithic reinforced concrete, on which metal columns rest and are fastened with the help of anchor (foundation) bolts. Buildings with a metal frame on such foundations are most often intended for warehouses, production or trade centers, agricultural facilities, service stations and many others.

The effect of additional loads on the foundations during the verification of the accepted sizes of the soles of the foundations is shown. Such additional loads can be: the weight of the foundations, the weight of the soil on the ledges of the foundations, the weight of the backfill under the floor, the weight of the floor structure, the useful load on the floor, the weight of the foundation beam, the weight of the hanging walls, etc.

Under the action of a complex off-center load at different moments of time, as a result of the action of various combinations of loads, under the sole of the foundations there are alternating stresses: average, maximum and minimum, which can lead to separation of the foundation sole. These stresses depend on the accepted dimensions of the foundation sole, and also affect their reinforcement. But the question arises: do the same stresses under the sole of the foundations affect the dimensions of the foundations and the determination of their reinforcement? The paper shows that to check the dimensions of the sole of the foundations, it is necessary to take into account the "standard" stresses under the sole of the foundations, and to determine their reinforcement - completely different stresses. Many scientists and designers are unaware of this fact. Therefore, incorrect consideration of the stresses under the sole of the foundations precisely to determine their reinforcement can lead to incorrect results, which will affect the reliability and cost of the foundations of the above buildings.

The work presents methods of constructing foundations of shallow laying under the action of an off-center load with the aim of absorbing it.

**Key words.** Shallow foundations, load combinations, dimensions of foundations, stresses under foundations, earth back pressure.

## Ефект від зміни конструктивної схеми підсилення стрічкових фундаментів короткими палями

Ірина Маєвська<sup>1</sup>, Наталя Блащук<sup>2</sup>, Лілія Городнік<sup>3</sup>

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

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

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

<sup>3</sup> lb.16b.zabashtanska@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.68-80

**Анотація.** У роботі виконано математичне моделювання підсилення стрічкового фундаменту мілкою закладання короткими палями у двох варіантах: підсилення у рівні підшови існуючого фундаменту, підсилення від поверхні ґрунту. Для порівняння в обох варіантах розглянуті короткі палі різної довжини. Для перевірки можливості визначення несучої здатності підсиленого фундаменту як умовного фундаменту мілкою закладання виконане математичне моделювання умовного фундаменту для обох варіантів конструктивного рішення. При математичному моделюванні варіюється не тільки довжина, а і крок паль підсилення, а також ґрунтові умови. Проаналізовано отримані результати з порівнянням усіх варіантів.

Результати розрахунків показали, що при використанні коротких паль ефективно переходити до варіанту підсилення, коли немає потреби у відкопуванні траншей до рівня підшови існуючого фундаменту, з розміщенням ростверку новоствореного фундаменту в рівні вимощення або підлоги. Такий варіант виключає трудомісткі роботи з ручного відкопування траншей, а також дозволяє виконувати роботи з підсилення не малими захватками, а довільним чином. Загалом це дає можливість значно скоротити витрати праці, часу та коштів.

Дослідженнями встановлено, що збільшення кроку паль призводить до зменшення несучої здатності підсиленого фундаменту як для коротких, так і для довгих паль, а розгляд фундаментів як умовних масивів найбільш відповідає варіанту з кроком паль 3d (600 мм).

Результати розрахунків також показали, що несуча здатність підсиленого фундаменту, одержана за моделюванням в Plaxis, перевищує



**Ірина Маєвська**

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



**Наталя Блащук**

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



**Лілія Городнік**

магістр кафедри будівництва, міського господарства та архітектури

несучу здатність, підраховану за рекомендаціями норм. Отже, реалізація несучої здатності паль і ростверку новоствореного пальового фундаменту при підсиленні покращує спільну роботу його елементів.

**Ключові слова.** Короткі палі, паля, підсилення, моделювання, ростверк.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На теперішній час сучасні комп'ютерні технології дають можливість виконувати складні математичні дослідження, розрахунки та моделювання для вирішенні задач з механіки ґрунтів.

Доволі популярним та вартим подальшого дослідження напружено-деформованого стану системи «палія-ростверк-основа» та «існуючий фундамент – палія підсилення - основа» є використання методів математичного моделювання на основі чисельних методів аналізу. Найпоширенішим із яких є метод скінченних елементів (МСЕ), який закладено в основу доволі сучасного програмного комплексу «Plaxis 3D Foundation» [1].

Не дивлячись на широке застосування палієвих фундаментів і велику кількість досліджень, недостатньо вивченими є ряд факторів, що впливають на несучу здатність і осідання при їх роботі в різних ґрунтових умовах. Зокрема, відомі з практики пропозиції щодо використання коротких палій підсилення, не підкріплені жодними рекомендаціями стосовно методики їх розрахунку.

Нормами [2] пропонуються різні конструктивні схеми підсилення стрічкових фундаментів паліями. Для розгляду обрані два варіанти, представлені на Рис. 1.

У даній роботі за допомогою програмного комплексу Plaxis 3D Foundation виконано математичне моделювання підсилення фундаментів короткими паліями у двох різних варіантах, а саме: 1) підсилення з рівня підшови існуючого фундаменту та 2) підсилення з поверхні ґрунту.

При моделюванні передбачено виконати підсилення фундаментів мілкою закладання у двох різних ґрунтових умовах з варіюванням кроку, довжини, а також зміною виду розташування голови палі відносно підшови фундаменту, що дозволить з'ясувати доцільність використання коротких палій при підсиленні фундаментів. В якості коротких розглядалися палі з співвідношенням довжини до діаметра від 5 до 25.

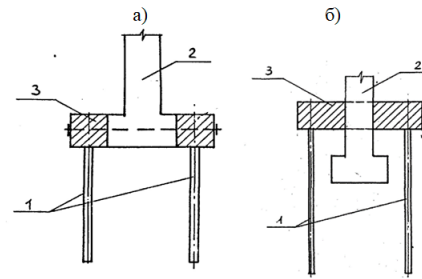


Рис.1. Конструктивні схеми підсилення фундаментів паліями: а) вертикальні палі, які влаштовуються за межами існуючого фундаменту і з'єднуються ростверками в рівні підшови існуючого фундаменту; б) вертикальні парні палі, які влаштовуються за межами існуючого фундаменту і з'єднуються з фундаментом вище його підшови балковим ростверком [2].

Fig.1. Structural schemes of strengthening foundations with piles: a - vertical piles, which are determined outside the existing foundation and are connected by grillage at the level of the sole of the existing foundation; b) - vertical paired piles that are connected outside the existing foundation and are connected to the foundation above its sole by a beam grillage [2].

Було зроблене припущення, що в випадку застосування коротких палій, їх несуча здатність у складі фундаменту реалізується не повністю при тому, що значну частку навантаження бере на себе ростверк. Тоді варто перевірити, чи можна при проектуванні замінювати групу палій з ростверком на ґрунто-палієвий масив, який має габарити умовного фундаменту.

Ставилась також задача з'ясувати, при якому кроці і довжині палій підсилення, робота палієвого фундаменту може бути прирівняна до роботи ґрунто-палієвого масиву.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Прийнятою початковою експериментальною моделлю є стрічковий фундамент мілкою закладання висотою 300 мм, шириною 1 м, глибиною закладання 1 м, що сприймає постійне навантаження 200 кН/м [3].

У першому варіанті виконуємо підсилення існуючого фундаменту короткими палями з головою у рівні підшви (Рис. 2).

До розрахунку приймаємо такі параметри:

- тип палі – вдавлюванні з металевих труб;
- модель ґрунту – пружно-пластична модель Кулона-Мора;
- фундамент, що підсилюються – стрічковий мілкового закладання;
- палі довжиною 1,0 м з кроком 600 та 1200 мм;
- палі довжиною 5,0 м з кроком 600 та 1200 мм;
- діаметр палі 0,2 м;
- висота ростверку – 600 мм;
- ростверк – 2,6 м x 10 м;
- характеристики ґрунту: пісок дрібний, щільний  $\gamma = 19,2 \text{ кН/м}^3$ ,  $e = 0,59$ ,  $c = 4 \text{ кПа}$ ,  $\varphi = 31^\circ$ ,  $E = 28 \text{ МПа}$  та суглинок  $\gamma = 18,5 \text{ кН/м}^3$ ,  $e = 35$ ,  $c = 23 \text{ кПа}$ ,  $\varphi = 21^\circ$ ,  $E = 14 \text{ МПа}$  [4].

Програма моделювання підсилення роботи фундаменту наведена у таблиці 1.

Табл. 1. Програма математичного моделювання підсилення роботи фундаменту у рівні підшви  
Table 1. The program of mathematical modeling of strengthening the work of the foundation at the level of the sole

Група дослідів	Довжина та поперечний розмір палі	Крок палі
1	L = 1 м, d = 0,2 м	600 мм
2		1200 мм
3	L = 5 м, d = 0,2 м	600 мм
4		1200 мм

У другому варіанті виконуємо підсилення існуючого фундаменту короткими палями без викопування траншей, заглиблюючи голову палі на 500 мм з метою улаштування ростверку (Рис. 3). Такий спосіб доволі гарно мінімізує працю, витрачену на земляні роботи.

Параметри конструктивних та фізичних характеристик аналогічні попередньому варіанту.

У останньому етапі математичного моделювання виконаємо перевірку підсиленого фундаменту, як умовного, мілкового закладання з глибиною закладання в рівні нижніх кінців палі (відповідно 2,0 м та 6,0 м). При

цьому ґрунто-пальовий масив моделюється як суцільний фундамент призматичної форми з питомою вагою, що дорівнює осередненому значенню питомої ваги бетону і ґрунту у складі умовного фундаменту. Ширина умовного фундаменту – 2,6 м.

У кожному з варіантів підсилення за мету поставлено перевірити та порівняти чи збігатимуться результати випробувань та значення осідання при прикладанні однакового навантаження. Також заплановано виконати моделювання роботи поодиноких паль різної довжини та ростверків як фундаментів мілкового закладання в різних ґрунтових умовах.

Для чисельного моделювання сумісної роботи існуючого фундаменту і палі при його підсиленні було прийнято такі вихідні дані:

- палі підсилення (поперечний розмір  $d = 20 \text{ см}$ , довжиною 1 та 5 м) з кроком  $3d$  (34 шт.) та  $6d$  (18 шт.) при варіанті підсилення фундаменту палями від рівня підшви (рис. 1), ростверк розмірами  $2,6 \times 10 \text{ м}$ ;
- палі підсилення (поперечний розмір  $d=20 \text{ см}$ , довжиною 1 та 5 м) з кроком  $3d$  (34 шт.) та  $6d$  (18 шт.) при варіанті підсилення фундаменту палями з рівня поверхні ґрунту (рис. 2), ростверк розмірами  $2,6 \times 10 \text{ м}$ .

Моделі проектованого фундаменту з кроком палі 600 мм та 1200 мм зображено відповідно на Рис. 4 та 5 відповідно.

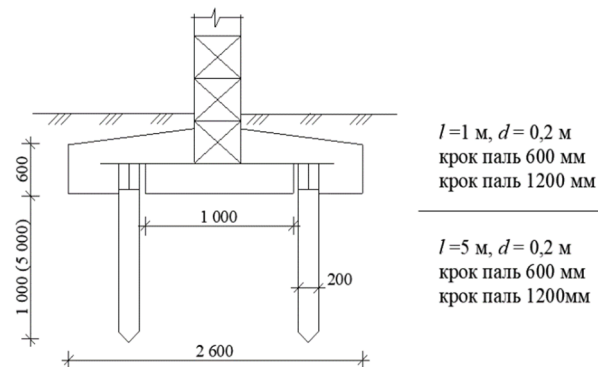


Рис.2. Модель підсилення фундаменту у рівні підшви.

Fig.2. Model of foundation reinforcement at the sole level.

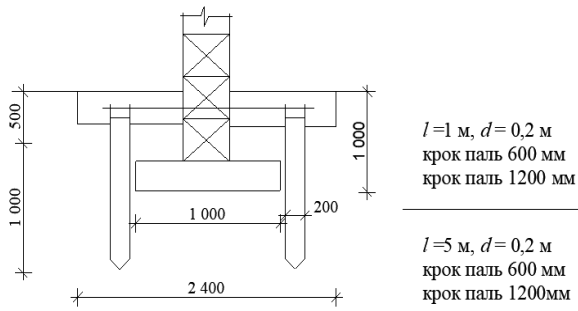


Рис.3. Модель підсилення фундаменту з рівня поверхні ґрунту.

Fig.3. Foundation reinforcement model from the level of the soil surface.

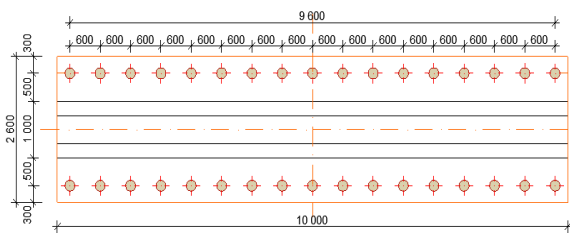


Рис.4. Модель фундаменту з розміщенням паль кроком 600 мм.

Fig.4. Model of the foundation with the placement of piles in steps of 600 mm.

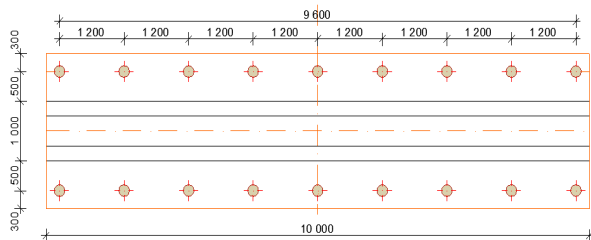


Рис.5. Модель фундаменту з розміщенням паль кроком 1200 мм.

Fig.5. Model of the foundation with placement of piles in 1200 mm increments.

При розрахунках з використанням моделі Кулона-Мора (як і для решти моделей), що реалізована в Plaxis, генеруються початкові горизонтальні напруження в ґрунті.

Моделювання поставлених задач у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation було виконано у такій послідовності:

- моделювання ґрунтового масиву;
- моделювання існуючого фундаменту на відповідній глибині закладання;
- моделювання ростверку та паль підсилення у відповідних координатах;

- вибір та задання ґрунтових умов;
- прикладення навантаження;
- виконання побудови 3D моделей;
- перехід до розрахункової частини роботи. При моделюванні були враховані наступні фази роботи:

- робота ґрунтової товщі без фундаменту (початкова фаза);
- влаштування стрічкового фундаменту мілкового закладання;
- робота стрічкового фундаменту мілкового закладання під дією вертикального навантаження до 200 кН/м.п.;
- улаштування паль підсилення та об'єднання їх ростверком з існуючим фундаментом;
- сумісна робота існуючого фундаменту і паль при його підсиленні під дією вертикального навантаження, до досягнення заданої величини осідання (100 мм).

Наведемо моделі підсилення палями стрічкового фундаменту у варіанті закладання паль у рівні підшови, від поверхні ґрунту та методом умовного фундаменту на прикладі паль довжиною 1 м.

Модель підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкового закладання в програмі Plaxis 3D Foundation при кроці 3d для паль підсилення довжиною 1 м, у варіанті закладання паль у рівні підшови приведена на Рис. 6 та у варіанті закладання паль від поверхні ґрунту приведена на Рис. 7.

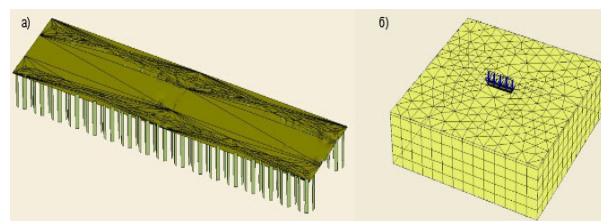


Рис.6. Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання паль від рівня підшови при кроці паль 3d (l=1 м) (а) та розташування моделі під дією вертикального навантаження в масиві ґрунту (б).

Fig.6. The calculated model of the pile-reinforced foundation in the option of laying piles from the sole level with a pile pitch of 3d (l=1 m) (a) and the location of the model under the action of a vertical load in the soil massif (b).

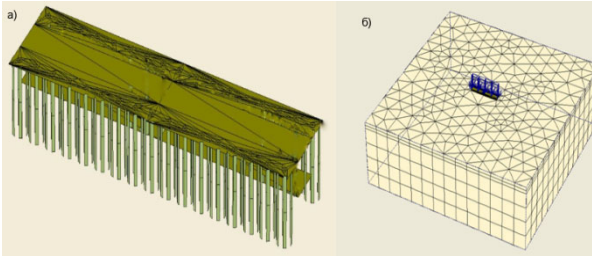


Рис.7. Розрахункова модель підсиленого палями фундаменту у варіанті закладання паль від поверхні ґрунту при кроці паль  $3d$  ( $l=1$  м) (а) та розташування моделі під дією вертикального навантаження в масиві ґрунту (б).

Fig.7. The calculated model of the pile-reinforced foundation in the option of laying piles from the soil surface with a pile pitch of  $3d$  ( $l=1$  m) (a) and the location of the model under the action of a vertical load in the soil massif (b).

На рисунку 8 наведено приклад мозаїки деформацій ґрунтової основи для паль підсилення довжиною 1 та 5 м при поздовжньому кроці  $3d$  для двох варіантів підсилення та для моделювання підсиленого фундаменту як умовного для піщаних ґрунтів. Характер деформацій у глинистих ґрунтах не відрізняється.

З мозаїк видно, що для коротких паль зона впливу напруженого стану для підсиленого палями фундаменту і умовного фундаменту практично однакові. Для більш довгих паль моделювання умовного фундаменту призводить до переміщення напруженої зони на значно більшу глибину. Таким чином підхід до розгляду пального фундаменту як умовного фундаменту мілкого закладання при підсиленні стрічкових фундаментів може бути прийнятним лише для варіанту коротких паль.

Виконавши математичне моделювання підсилення стрічкового фундаменту у трьох варіантах в програмі Plaxis 3D Foundation, було отримано результати по залежностях осідання від навантаження при різних довжинах та кроці паль на різних ґрунтах.

На рисунку 9 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці паль  $3d$ , довжиною паль 1 та 5 м у

піщаному ґрунті. Крива осідання-навантаження для I стадії роботи фундаменту до підсилення для розглянутих випадків практично співпадає.

На рисунку 10 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці паль  $3d$ , довжиною паль 1 та 5 м у глинистому ґрунті.

Порівнюючи графіки, бачимо, що умовний фундамент відносно вибивається із інших продемонстрованих графіків що дає підставу зробити висновок, що заміна пального фундаменту умовним не дає бажаного результату. Замінювати паливий фундамент на умовний фундамент мілкого закладання з метою визначення його несучої здатності досить некоректно.

На рисунку 11 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці паль  $6d$ , довжиною паль 1 та 5 м у піщаному ґрунті. Крива осідання-навантаження для I стадії роботи фундаменту до підсилення для розглянутих випадків практично співпадає. На рисунку 12 наведено графіки залежності осідання – навантаження фундаменту до - I стадія та після підсилення - II стадія при кроці паль  $6d$ , довжиною паль 1 та 5 м у глинистому ґрунті.

З одержаних залежностей видно, що в випадку підсилення фундаменту дуже короткими палями (співвідношення довжини до поперечника  $l/d=5$ ) різниці в поведінці підсиленого фундаменту при улаштуванні їх від рівня підошви або від рівня поверхні ґрунту практично не спостерігається. При підсиленні ж більш довгими палями ця різниця виникає. Збільшення глибини закладання нижнього кінця палі при підсиленні від рівня підошви мало б призводити до покращення роботи фундаменту, але переважає включення у роботу додаткового ростверку в рівні поверхні ґрунту (при однакових осіданнях фундамент з підсиленням від поверхні може сприйняти більше навантаження).

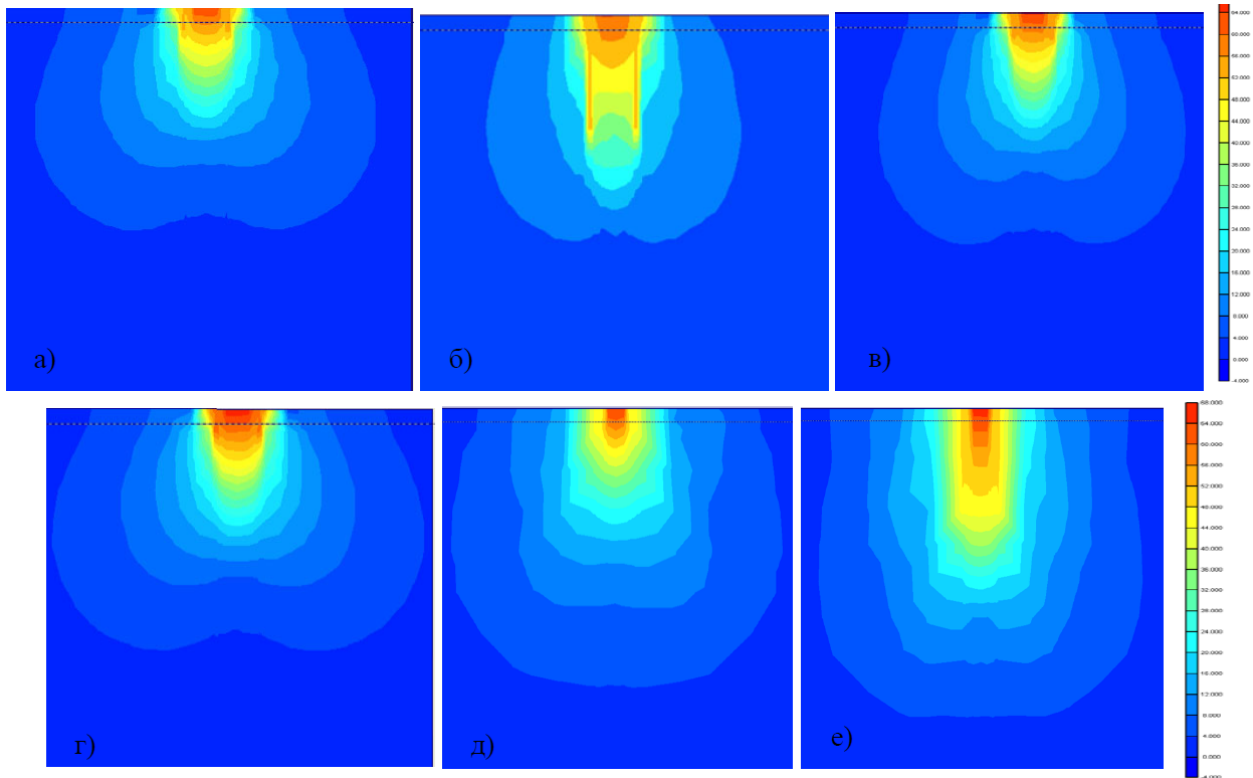


Рис.8. Мозаїки деформації ґрунту в основі підсиленого фундаменту палями з кроком 3d у піщаному ґрунті: а) паля 1 м – підсилення від поверхні ґрунту; б) паля 5 м – підсилення від поверхні ґрунту; в) паля 1 м – підсилення від рівня підшви фундаменту; г) паля 5 м – підсилення від рівня підшви фундаменту; д) умовний фундамент 1 м; е) умовний фундамент 5 м.

Fig.8. Mosaics of soil deformation at the base of the foundation reinforced with piles with a step of 3d in sandy soil: a) pile 1 m - reinforcement from the soil surface; b) pile 5 m - reinforcement from the soil surface; c) pile 1 m - reinforcement from the level of the base of the foundation; d) pile 5 m – reinforcement from the level of the base of the foundation; e) conditional foundation of 1 m; e) conditional foundation of 5 m.

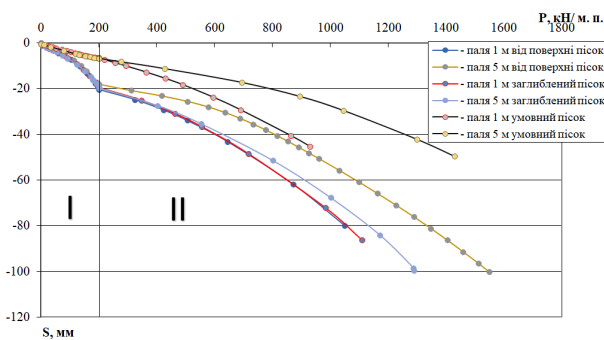


Рис.9. Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком палей 3d у піщаному ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту.

Fig.9. Graphs of dependence of subsidence - load of the foundation with the pitch of piles 3d in sandy soil: I stage - work of the foundation before reinforcement; The II stage is the work reinforced with piles.

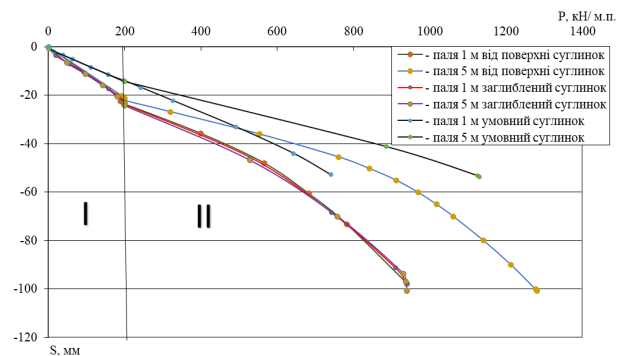


Рис.10.Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком палей 3d у глинистому ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту.

Fig.10. Graphs of dependence of subsidence - load of the foundation with pile pitch 3d in clay soil: Stage I - work of the foundation before reinforcement; The II stage is the work of the pile-reinforced foundation.

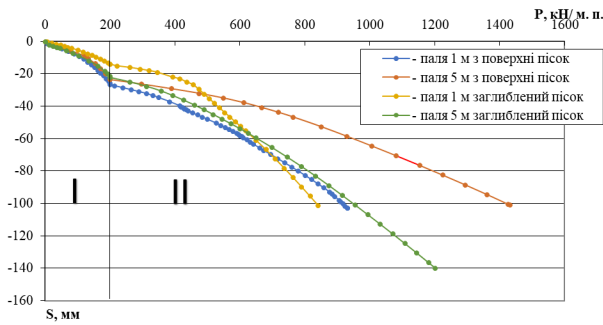


Рис.11.Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком палей 6d у піщаному ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту.

Fig.11. Graphs of the dependence of settlement - load of the foundation with a pitch of piles 6d in sandy soil: I stage - work of the foundation before reinforcement; The II stage is the work of the pile-reinforced foundation.

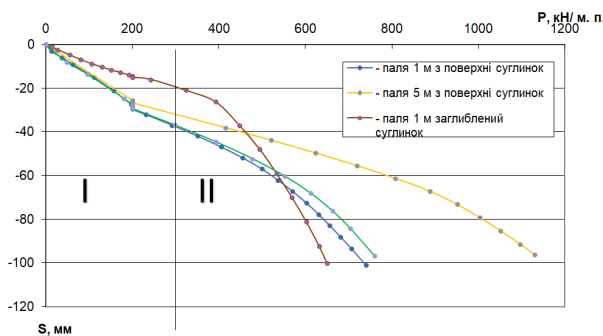


Рис.12.Графіки залежності осідання – навантаження фундаменту з кроком палей 6d у глинистому ґрунті: I стадія – робота фундаменту до підсилення; II стадія – робота підсиленого палями фундаменту.

Fig.12. Graphs of the dependence of settlement - load of the foundation with a pile pitch of 6d in clay soil: Stage I - work of the foundation before reinforcement; The II stage is the work of the pile-reinforced foundation.

З мозаїк деформацій видно, що для коротких палей зона впливу напруженого стану для підсиленого палями фундаменту і умовного фундаменту практично однакові. Для більш довгих палей моделювання умовного фундаменту призводить до переміщення напруженої зони на значно більшу глибину. Таким чином підхід до розгляду пального фундаменту як умовного фундаменту мілкового закладання при підсиленні

стрічкових фундаментів може бути прийнятним лише для варіанту дуже коротких палей. Перехід до проектування підсиленого фундаменту як до такого масиву може призвести до завищення очікувань і відповідно до ненадійного рішення.

Слід при цьому відзначити, що найкраща збіжність між поведінкою підсиленого фундаменту та відповідного умовного фундаменту спостерігається для коротких палей при кроці 3d (600 мм).

Такий крок відповідає оптимальному кроку 0,6 м, одержаному за пропозиціями, висунутими у роботах Самородова А. В. [5].

В результаті виконання моделювання одиночних палей та плит ростверків як фундаментів мілкового закладання у двох різних ґрунтових умовах було визначено їх несучу здатність.

По отриманих результатах експерименту було зроблено порівняння роботи пального фундаменту з плитою ростверку та роботою його окремих елементів у розрахунку на довжину ростверку 2,4 м (таблиця 2). Частка навантаження, яку сприймають палі фундаменту, визначається за результатами розрахунку у програмному комплексі Plaxis, частка навантаження, яку сприймає ростверк, визначалась як різниця між навантаженням на фундамент та сумою зусиль в палях. Несуча здатність елементів визначалась при осіданні 100 мм.

Результати розрахунків показали, що несуча здатність підсиленого фундаменту, одержана за моделювання в Plaxis, перевищує несучу здатність, підраховану за рекомендаціями норм. Отже, реалізація несучої здатності палей і ростверку новоствореного пального фундаменту при підсиленні покращує спільну роботу його елементів.

Графіки залежності несучої здатності фундаменту в цілому, ростверку окремо та палей в залежності від довжини палей при кроці палей 3d та 6d при підсиленні від поверхні та з підшви фундаменту зображено на рисунках 13 та 14.

Графіки залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту з різними ґрунтовими умовами, від довжини палей та типу розмі-

щення їх у ґрунті при кроці палей 3d і 6d зображено на рисунках 15 та 16.

З одержаних залежностей видно, що в випадку підсилення фундаменту дуже короткими палями ( $l/d=5$ ) різниці в поведінці підсиленого фундаменту при улаштуванні їх від рівня підшови або від рівня поверхні ґрунту практично не спостерігається. При підсиленні ж більш довгими палями ця різниця стає суттєвою. Збільшення глибини закладання нижнього кінця палі при підсиленні від рівня підшови мало б призводити до покращення роботи фундаменту, але

переважає включення у роботу додаткового ростверку в рівні поверхні ґрунту (при однакових осіданнях фундамент з підсиленням від поверхні може сприйняти більше навантаження).

Дослідження показало, що збільшення кроку палей призводить до зменшення несучої здатності підсиленого фундаменту як для коротких, так і для довгих палей, а розгляд фундаментів як умовних масивів найбільш відповідає варіанту з кроком палей 3d (600 мм).

Табл. 2. Порівняння роботи пального фундаменту з плитою ростверку з роботою його окремих елементів

Table 2. Comparison of the operation of a pile foundation with a grid plate with the operation of its individual elements

Довжина палей, см	Крок палей	При роботі у складі фундаменту					При роботі кожного з елементів як окремого			
		Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях підсилення, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на фундамент кН	Частка ростверку, %	Несуча здатність одиночної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палей, кН	Навантаження фундаменту, як сума окремих елементів кН
Палі від поверхні (пісок)										
1 м	3d	113,4	907,2	1612,8	2520	64	119,4	955,2	2238,4	3193,6
	6d	206,46	825,8	1406,2	2232	63		477,6		2716,0
5 м	3d	274,35	2194,8	1525,2	3720	41	231,9	1855,2	2238,4	4093,6
	6d	592,02	2368,1	1063,9	3432	31		927,6		3166,0
Палі від підшови фундаменту (пісок)										
1 м	3d	86,58	692,64	1971,4	2664	74	119,4	955,2	2238,4	3193,6
	6d	100,8	403,2	1612,8	2016	80		477,6		2716,0
5 м	3d	85,14	681,1	2414,9	3096	78	231,9	1855,2	2238,4	2087,7
	6d	85,5	342,0	1938,0	2280	85		927,6		3166,0
Палі від поверхні (суглинок)										
1 м	3d	84,6	676,8	1579,2	2256	70	111,7	893,6	1642,9	2536,5
	6d	102,12	408,5	1367,5	1776	77		446,8		2089,7
5 м	3d	218,9	1751,1	1320,9	3072	43	221,7	1773,6	1642,9	3416,5
	6d	401,7	1606,8	865,2	2472	35		886,8		2529,7
Палі від підшови фундаменту (суглинок)										
1 м	3d	76,14	609,12	1646,9	2256	73	111,7	893,6	1642,9	2536,5
	6d	74,1	296,4	1263,6	1560	81		446,8		2089,7
5 м	3d	62,04	496,3	1759,7	2256	78	221,7	1773,6	1642,9	3416,5
	6d	123,12	492,48	1331,5	1824	84		886,8		2529,7

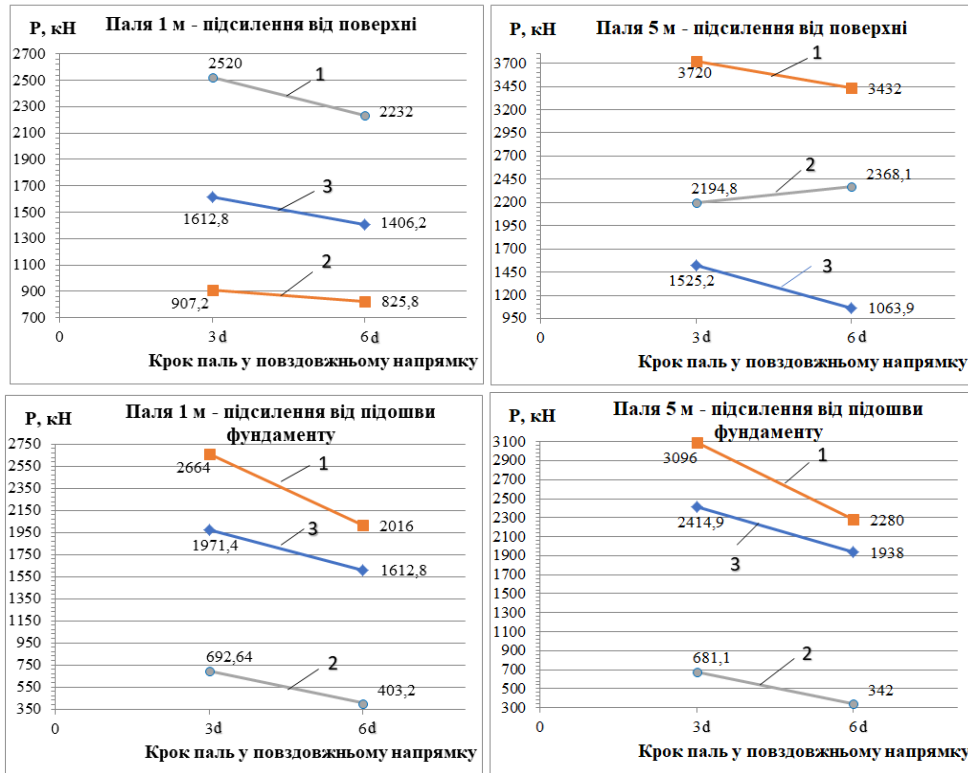


Рис. 13. Графіки залежності несучої здатності фундаменту у піщаному ґрунті від кроку палей : 1 – несуча здатність фундаменту в цілому; 2 – несуча здатність палей; 3 – несуча здатність ростверку.  
 Fig. 13. Graphs of the dependence of the bearing capacity of the foundation in sandy soil on the pitch of the piles: 1 – bearing capacity of the foundation as a whole; 2 – bearing capacity of piles; 3 – bearing capacity of the grillage.

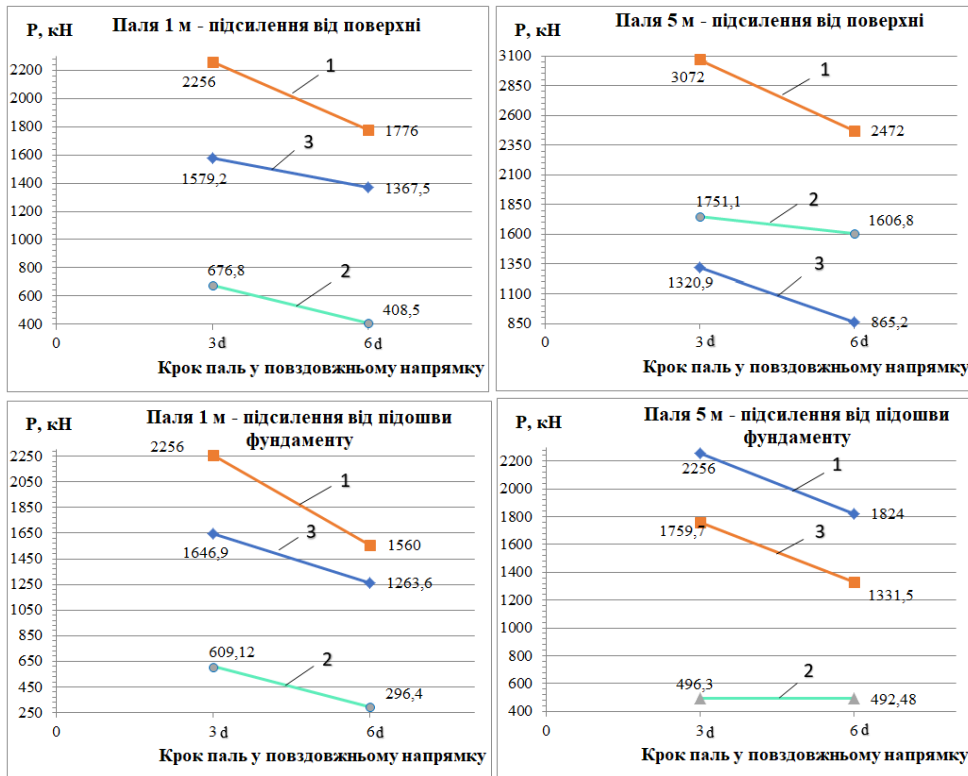


Рис. 14. Графіки залежності несучої здатності фундаменту у глинистому ґрунті від кроку палей : 1 – несуча здатність фундаменту в цілому; 2 – несуча здатність палей; 3 – несуча здатність ростверку.  
 Fig. 14. Graphs of the dependence of the bearing capacity of the foundation in clay soil on the pitch of the piles: 1 – bearing capacity of the foundation as a whole; 2 – bearing capacity of piles; 3 – bearing capacity of the grillage.

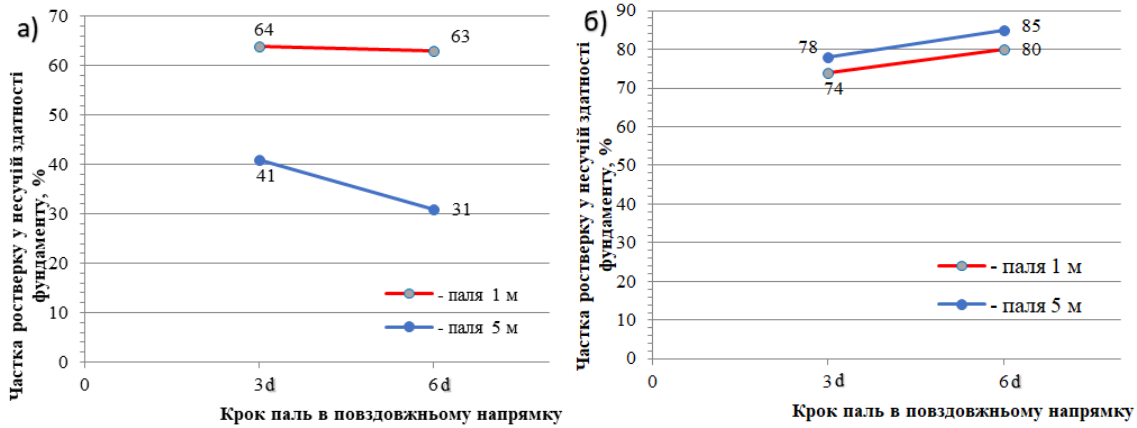


Рис. 15. Графік залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту у піщаному ґрунті: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшови ростверку.  
 Fig. 15. Graph of the dependence of the share of the load-bearing capacity of the grillage as part of a reinforced foundation in sandy soil: a) reinforcement from the surface, b) reinforcement from the sole of the grillage.

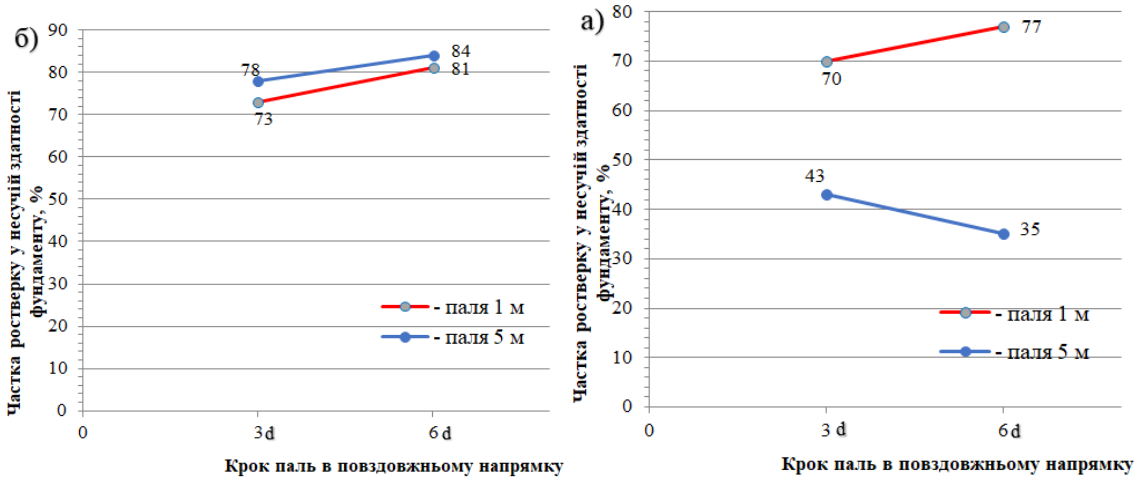


Рис. 16. Графіки залежності частки, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту у глинистому ґрунті: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшови ростверку.  
 Fig. 16. Graphs of the dependence of the share of the load-bearing capacity of the grillage as part of the reinforced foundation in clay soil: a) reinforcement from the surface, b) reinforcement from the sole of the grillage.

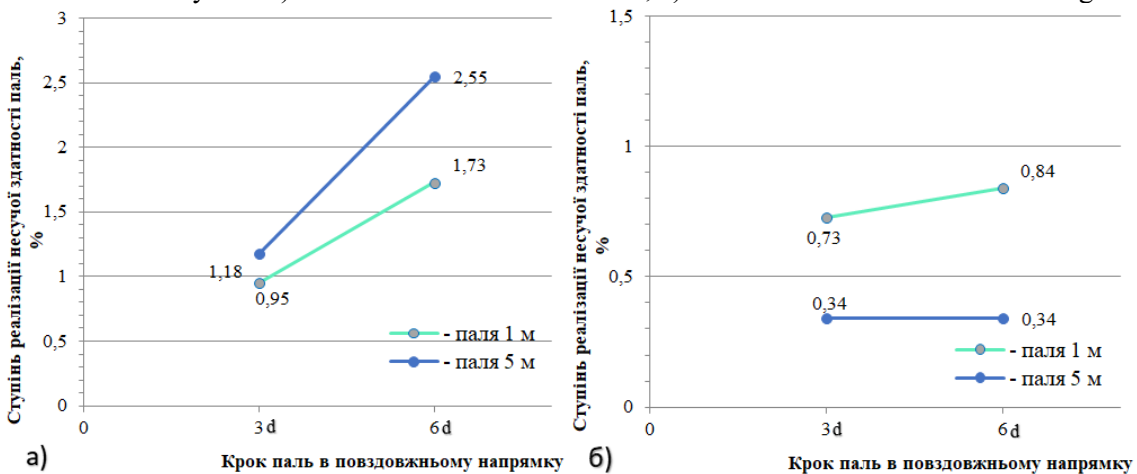


Рис. 17. Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у піщаному ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палей: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшови фундаменту.  
 Fig. 17. Dependence of the degree of implementation of the bearing capacity of piles in sandy soil as part of the foundation on the pitch and length of the piles: a) reinforcement from the surface, b) reinforcement from the sole of the foundation.

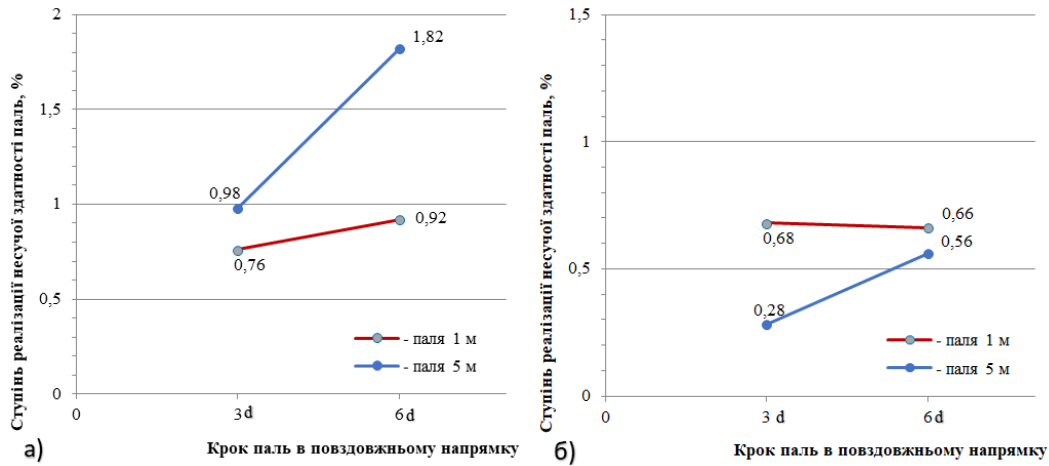


Рис. 18. Залежність ступеню реалізації несучої здатності палі у глинистому ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палі: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту.  
 Fig. 18. Dependence of the degree of implementation of the load-bearing capacity of the pile in clay soil as part of the foundation on the pitch and length of the piles: a) reinforcement from the surface, b) reinforcement from the sole of the foundation.

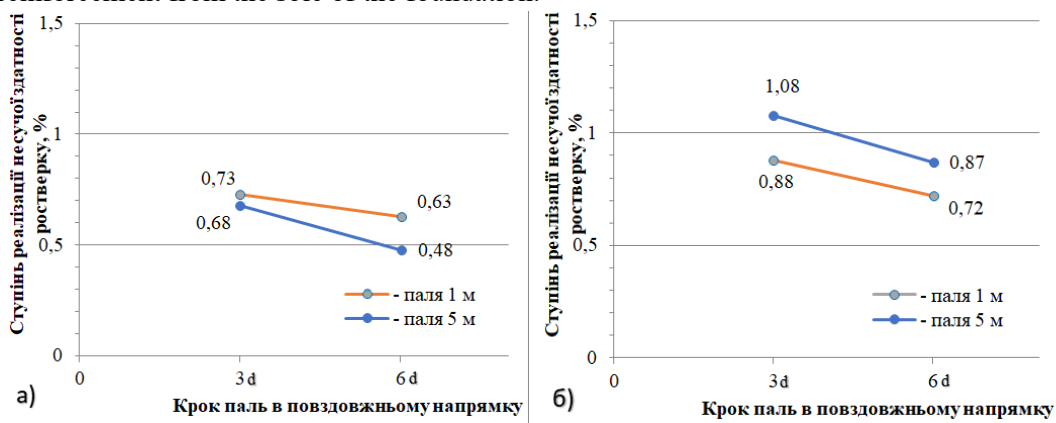


Рис. 19. Графік залежності ступеня реалізації ростверку у піщаному ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палі: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту.  
 Fig. 19. Graph of the dependence of the degree of implementation of the grid in sandy soil as part of the foundation from the pitch and length of the piles: a) reinforcement from the surface, b) reinforcement from the sole of the foundation.

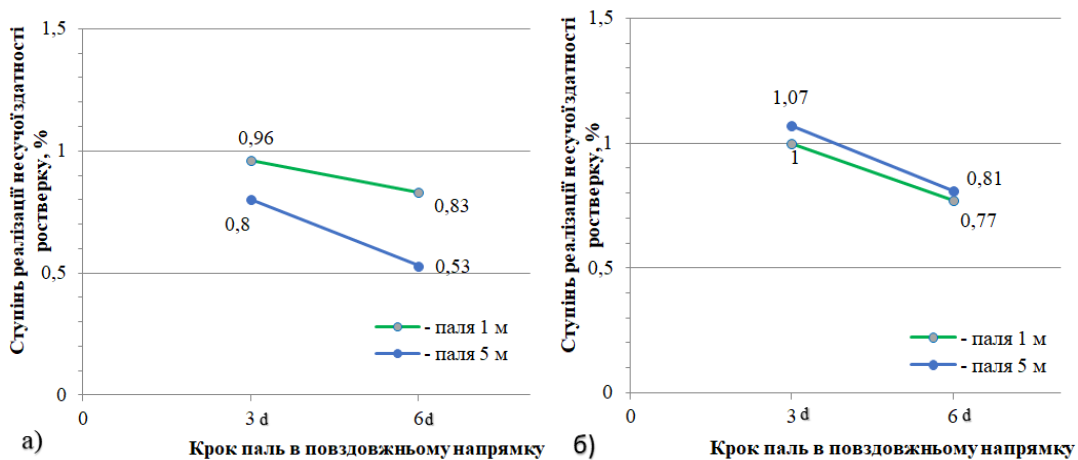


Рис. 20. Графік залежності ступеня реалізації ростверку у глинистому ґрунті у складі фундаменту від кроку і довжини палі: а) підсилення від поверхні, б) підсилення від підшви фундаменту.  
 Fig. 20. Graph of the dependence of the degree of implementation of the grid in clay soil as part of the foundation from the pitch and length of the piles: a) reinforcement from the surface, b) reinforcement from the sole of the foundation.

Ступінь реалізації несучої здатності паль визначається як відношення осередненої несучої здатності палі у складі фундаменту до несучої здатності одиночної палі. Ступінь реалізації тиску під ростверком - як відношення частки навантаження, яку сприймає ростверк у складі фундаменту, до навантаження, яке сприймає плита ростверку, працюючи без паль. У таблиці 3 наведені результати обробки параметрів математичного експерименту.

Табл. 3. Ступінь реалізації несучої здатності паль та ростверку

Table 3. The degree of implementation of the load-bearing capacity of piles and grid

Довжина, см	Крок паль	Ступінь реалізації несучої здатності палі	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
Палі від поверхні (пісок)			
L=1м	3d	0,95	0,73
	6d	1,73	0,63
L=5м	3d	1,18	0,68
	6d	2,55	0,48
Палі від підшви фундаменту (пісок)			
L=1м	3d	0,73	0,88
	6d	0,84	0,72
L=5м	3d	0,34	1,08
	6d	0,34	0,87
Палі від поверхні (суглинок)			
L=1м	3d	0,76	0,96
	6d	0,92	0,83
L=5м	3d	0,98	0,8
	6d	1,82	0,53
Палі від підшви фундаменту (суглинок)			
L=1м	3d	0,68	1,0
	6d	0,66	0,77
L=5м	3d	0,28	1,07
	6d	0,56	0,81

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. При використанні коротких паль ефективно переходити до варіанту підсилення, коли немає потреби у відкопуванні траншей до рівня підшви існуючого фундаменту, з розміщенням ростверку новоствореного фундаменту в рівні вимощення або підлоги. Такий варіант виключає трудомісткі роботи з ручного відкопування траншей, а також дозволяє виконувати роботи з підсилення не

малими захватками, а довільним чином. Загалом це дає можливість значно скоротити витрати праці, часу та коштів.

2. Моделювання підсиленого фундаменту як умовного ґрунто-пального масиву показало, що перехід до проектування підсиленого фундаменту як до такого масиву може призвести до завищення очікувань і відповідно до ненадійного рішення.

3. Порівнюючи ґрунтові масиви глинистого та піщаного виду, з побудованих графіків та мозаїк деформацій ґрунту, можна чітко спостерігати, що піщаний ґрунтовий масив краще передає навантаження та дає менші осідання при більшому навантаженні, але якісна картина перерозподілу зусиль між елементами підсиленого фундаменту зберігається.

4. Застосування коротких паль при підсиленні стрічкових фундаментів (довжина паль сумірна з шириною ростверку підсиленого фундаменту) є достатньо ефективним. Порівняння несучої здатності підсиленого фундаменту при застосуванні дуже коротких та більш довгих паль показує, що при збільшенні довжини паль у 5 разів, а їх несучої здатності як одиночних майже вдвічі призводить до збільшення несучої здатності підсиленого фундаменту лише на 20-50%. Це вказує на те, що ефективність застосування коротких паль підсилення вища у порівнянні з довгими.

5. Збільшення кроку коротких паль підсилення незначно впливає на несучу здатність підсиленого фундаменту, що дає можливість економити витрати на палі.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Маєвська І.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених палями фундаментів: монографія / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Вінниця: ВНТУ, – 2013. – 168 с.
2. ВБН В.2.1-1-97. Підсилення фундаментів будівель та споруд, побудованих на лесових ґрунтах, буріон'екційними палями. [Чинний від 1998-05-01]. – К.: Укрмонтажспецбуд, – 1997. – 42 с.
3. Маєвська І.В. Планування експерименту дослідження підсилення фундаменту мілко-го закладання короткими палями. /

I.V. Maevska, L.A. Horodnik // *Інноваційні технології в будівництві: тези міжнар. наук.-техн. конф. м.Вінниця, 10-12 лист. 2020р.* – Вінниця, 2020. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2020/paper/view/10847>.

4. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 36 с.
5. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий: монография. / А.В. Самородов // Харьков: «Типография Мадрид», – 2017. – 204 с.

## REFERENCES

1. Maevska I.V., Blashchuk N.V. (2013). Urakhuvannya roboty rostverku u skladi strichkovykh pal'ovyykh ta pidsylenykh palyamy fundamentiv: monohrafiya [Taking into account the operation of the grid in the composition of strip pile and pile-reinforced foundations: monograph]. Vinnytsya: VNTU, 168. (in Ukrainian).
2. VBN V.2.1-1-97. (1997). Pidsylennya fundamentiv budivel' ta sporud, pobudovanykh na lesovykh hruntakh, buroin'yektsiynymy palyamy [Reinforcement of the foundations of buildings and structures built on loess soils with bore-injection piles]. Chynnyy vid 1998-05-01. K.: Ukrmontazhspetsbud, 42. (in Ukrainian).
3. Maevska I.V., Horodnik L.A. (2020). Planuvannya eksperymentu doslidzhennya pidsylennya fundamentu milkoho zakladannya korotkymy palyamy [Planning of the research experiment of strengthening the foundation of shallow laying with short piles]. *Innovatsiyni tekhnolohiyi v budivnytstvi: tezy mizh-nar. nauk.-tekhn. konf. m. Vinnytsya, 10-12 lyst. 2020 r.* Vinnytsya, 2020. (in Ukrainian) URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2020/paper/view/10847>.
4. Osnovy i fundamentey budivel ta sporud. Osnovni polozhennia: DBN V.2.1-10:2018 [Bases and foundations of buildings and structures. Substantive provisions]. (2018). Kyiv: Ukrarhbuildinform, 36 (in Ukrainian).
5. Samorodov A.V. (2017). Proektyrovanye éffektivnykh kombinyrovannykh svaynykh y plytnykh fundamentov mnohoétazhnykh zdanyu: monohrafiya [Design of effective combined pile and slab foundations of high-rise buildings: monograph]. Khar'kov: «Typohrafiya Madryd». 204. (in Russian).

### The effect of changing the structural scheme of reinforcing strip foundations with short piles

Irina Maevska,  
Natalya Blashchuk  
Liliya Horodnik

**Summary.** In the work, mathematical modeling of the reinforcement of the strip foundation of shallow laying with short piles is performed in two variants: reinforcement at the level of the sole of the existing foundation, reinforcement from the soil surface. For comparison, short piles of different lengths are considered in both versions. In order to verify the possibility of determining the bearing capacity of the reinforced foundation as a conditional foundation of shallow laying, mathematical modeling of the conditional foundation was performed for both variants of the design solution. In mathematical modeling, not only the length varies, but also the pitch of the reinforcement piles, as well as soil conditions. The obtained results were analyzed with a comparison of all options.

The results of the calculations showed that when using short piles, it is effective to switch to the reinforcement option, when there is no need to dig trenches to the level of the sole of the existing foundation, with the placement of the riser of the newly created foundation at the level of the paving or floor. This option excludes time-consuming work of manual digging of trenches, and also allows you to perform reinforcement work not with small grabs, but in an arbitrary manner. In general, this makes it possible to significantly reduce costs of labor, time and money.

Research has established that increasing the pitch of the piles leads to a decrease in the bearing capacity of the reinforced foundation for both short and long piles, and the consideration of the foundations as conditional arrays is most consistent with the option with a pile pitch of 3d (600 mm).

The results of the calculations also showed that the bearing capacity of the reinforced foundation, obtained by modeling in Plaxis, exceeds the bearing capacity calculated according to the recommendations of the standards. Therefore, the implementation of the load-bearing capacity of the piles and grillage of the newly created pile foundation during reinforcement improves the joint operation of its elements.

**Keywords.** Short piles, pile, reinforcement, modeling, grillage.

***ДЛЯ НОТАТОК***

***ДЛЯ НОТАТОК***

Наукове видання

# ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

**ВИПУСК 45**

Заснований 1968 року

**Статті публікуються в авторській редакції**

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

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

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

**Редакція науково-технічного збірника:**

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

Підписано до друку 23.12.2022. Формат 60x84<sup>1</sup>/<sub>8</sub>.  
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](http://lira-k.com.ua), редакція: [zv\\_lira@ukr.net](mailto:zv_lira@ukr.net)

Scientific edition

# **BASES AND FOUNDATIONS**

Scientific and Technical Journal

**ISSUE 45**

Established in 1968

**Articles are published in the author's edition**

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

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

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

**Editorial Office of Scientific and Technical Journal:**  
03037, Ukraine, Kyiv, Povitroflotskyi ave., 31, KNUCA, off.109, off.121.  
Editorial phone: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Signed for print 23.12.2022. Format 60x84<sup>1</sup>/<sub>8</sub>.  
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](http://lira-k.com.ua), email editorial: [zv\\_lira@ukr.net](mailto:zv_lira@ukr.net)