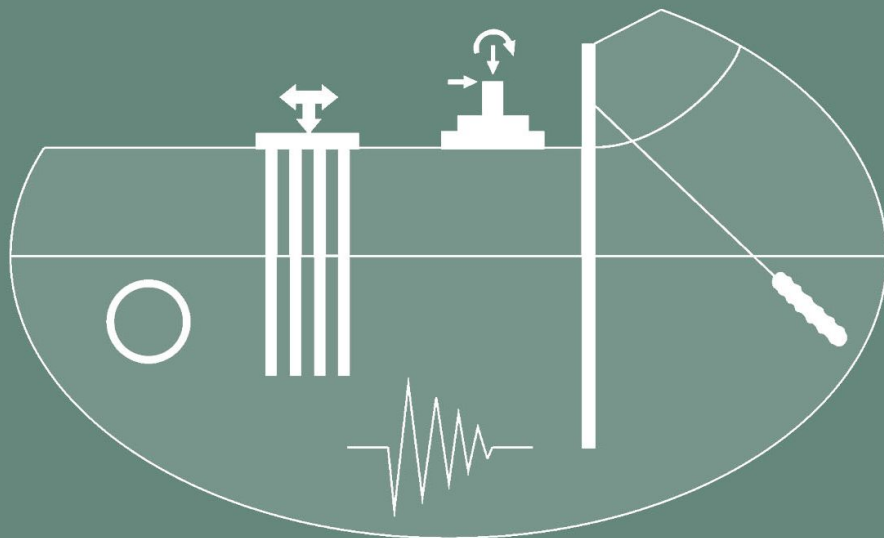


КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА
І АРХІТЕКТУРИ

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND
ARCHITECTURE



ОСНОВИ ТА
ФУНДАМЕНТИ

BASES AND
FOUNDATIONS

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ
ЗБІРНИК

SCIENTIFIC AND TECHNICAL
JOURNAL

ВИПУСК

46

ISSUE

2023

DOI:10.32347/0475-1132.46.2023

ISSN 0475-1132 (PRINT)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 46

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2023

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 46. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2023. 176 с. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023

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 № 9 від 26.06.2023 року.

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

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний
університет будівництва і
архітектури, 2023

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 46

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2023

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 46. Edited by Igor Boyko.
K. KNUCA, 2023. 176 p. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023

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. 9 of 26.06.2023.

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

UDK 624.15

BBK 38.58

O-75

© Kyiv National University of
Construction and Architecture, 2023

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

ПЕРЕДМОВА

Пріоритетні питання у будівельній галузі України.

Сьогодні в Україні з'явилися нові виклики в галузі будівництва, які зумовлені російсько - українською війною, яка принесла нові проблемні питання:

для архітекторів - передбачати функціонування укриття,

для проектувальників - нові проблемні впливи на будівельні конструкції (ударна вибухова хвиля, висока температура пожеж), на основу (зміна гідрологічного режиму поверхневої води після диверсії на Каховській ГЕС).

На період відновлення економіки України бажано вчасно внести доповнення в нормативні документи аналогічно як регламентовані впливи від вітру, снігу, сейсміки, зсувів. В першу чергу, розробити рекомендації для оцінки впливу вибухових хвиль на несучі конструкції та ґрунтове середовище. Необхідно окремо виділити проблемні питання впливу неоднорідної основи на напружено-деформований стан несучих конструкцій, особливо це важливо на території з лесовими ґрунтами, які широко представлені в нашій країні.

Слід звернути увагу на той факт, що в діючих документах рекомендується збирати навантаження і зразу передавати на фундамент, а в реальних умовах цей процес розтягується в часі, що зумовлює іншу реактивну епюру під подошвою фундаменту, в окремих периферійних зонах значення ординат відрізняються до двох раз.

У випадку зведення кількох секцій будинку на перерозподіл навантаження під подошвою фундаментів (ростверком) залежить від послідовності їх будівництва.

Рекомендації:

1. Створити центр діагностики стану несучих конструкцій будівель і споруд, які постраждали від вибухів і пожеж, та підлягають відновленню.

2. Розробити методіку числового моделювання взаємодії геотехнічного об'єкту з урахуванням локальних пошкоджень з основою, в якій відбулися зміни властивостей ґрунтів.

3. В проектах реконструкції слід враховувати характер передачі навантаження на фундамент не зразу, як це роблять традиційно, а передавати з кожного поверху окремо. Цей факт суттєво впливає на формування реактивної епюри під подошвою фундаментів, яка зумовлює значення згинних моментів.

4. Особлива увага проектувальника до взаємодії геотехнічного об'єкта з основою при реконструкції на територіях з лесовими ґрунтами, які в Україні займають більше 70% її території.

5. На перших етапах слід передбачати моніторинг за типовими геотехнічними об'єктами з метою накопичення фактичних даних, що в подальшому впливатиме на надійність та економічність проектів реконструкції в після воєнний період.

Ігор Бойко,

д.т.н., професор,

Відповідальний редактор,

Професор кафедри Геотехніки

ЗМІСТ

Ігор Бойко, Олег Кривенко, Олександр Гаврилюк <i>Числове моделювання взаємодії бурової палі та основи з врахуванням дилатансії ґрунту</i>	9- 16
Віктор Носенко, Тетяна Диптан, Дмитро Нечипоренко <i>Ідентифікація параметрів міцності ґрунтів для оцінки стійкості зсувного схилу</i>	17- 27
Юрій Винников, Мкртич Акопян <i>Практика влаштування більш глибокого котловану за рівень підошви фундаментів навколишніх будівель</i>	28- 37
Олександр Самородов, Сергій Табачников, Олексій Дитюк, Олександр Бондар <i>Польові дослідження напруженого стану системи «ґрунтова основа – комбінований пальово-плитний фундамент» багатофункціонального комплексу у місті Харкові</i>	38- 48
Людмила Бондарева, Костянтин Мехеда <i>Пошук ефективних рішень огороження котловану під будівництво дворівневого паркінгу багатоповерхового будинку</i>	49- 62
Юрій Винников, Максим Харченко, Валентин Марченко, Олексій Кічасов <i>Аналіз експлуатаційної придатності фундаментів споруд для зберігання зерна</i>	63- 72
Вероніка Жук, Олександра Альошкіна, Олександр П'ятков <i>Оцінка впливу просторової жорсткості ростверку на напружено-деформований стан пальових фундаментів будинку</i>	73- 87
Денис Михайловський, Олег Комар, Максим Хоронжевський <i>Аналіз існуючих методик розрахунку підпірних стін з буронабивних паль</i>	88- 97
Віктор Носенко, Олександр П'ятков, Остап Кашоїда <i>Дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій панельного будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту</i>	98- 112
Василь Підлуцький <i>Особливості вимірювання деформацій несучих конструкцій будівель при їх польових та лабораторних випробуваннях при дії статичних та динамічних навантажень</i>	113- 122

Андрій Ращенко, Тетяна Диптан, Артур Маламан

Активізація техногенних процесів при різкій зміні рівня водоєм та ґрунтових вод внаслідок техногенних катастроф гідротехнічних споруд 123-132

Ірина Жупаненко

Дослідження напружено-деформованого стану ґрунтової основи та фундаментів під обладнання при значних горизонтальних навантаженнях. 133-140

Віктор Носенко, Артур Маламан

Вибір оптимальних параметрів підпірної стіни огородження котловану в умовах щільної забудови з врахуванням її просторової жорсткості 141-152

Віталій Ручківський

Вплив захисного екрану на напружено-деформований стан оточуючої забудови в зоні розробки котловану 153-160

Максим Хоронжевський, Максим Мятко

Особливості числового моделювання гідрогеологічних умов ґрунтового масиву при влаштуванні котловану в програмному комплексі PLAXIS 161-172

Числове моделювання взаємодії бурової палі та основи з врахуванням дилатансії ґрунту

Ігор Бойко¹, Олег Кривенко², Олександр Гаврилюк³

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹boyko40@ukr.net, orcid.org/0000-0002-6841-0271,
²kryvenko.oa@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1999-2770
³gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7252-0679

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.9-16

Анотація.

Випробування палі є необхідним та обов'язковим процесом будівництва будівель і споруд, що зводяться на палючих фундаментах. Виникає необхідність у коректній оцінці взаємодії елементів системи «основа-палія» для надійного та ефективного проектування палючих фундаментів.

Використання параметрів ґрунту наданих у звітах з інженерно-геологічних вишукувань, без їх уточнення, призводить до значної розбіжності у результатах числового моделювання взаємодії палі з основою та даних з реальних спостережень за їх осіданнями в наслідок навантажень. Тому є необхідність у ідентифікації розрахункових параметрів прийнятої моделі ґрунту з метою збіжності результатів моделювання з результатами експериментальних досліджень в широкому діапазоні навантажень.

У даній роботі для опису поведінки взаємодії елементів системи «основа-палія» була обрана модель ідеально-пружно-пластичної поведінки ґрунтового середовища з використанням критерія міцності Кулона-Мора. При використанні цієї моделі необхідно враховувати ряд її недоліків, які їй властиві, наприклад неврахування зміни модуля деформації в залежності від зміни напружено-деформованого стану. Також додатково в даній роботі досліджується вплив ефекту дилатансії піщаного ґрунту.

На початковому етапі навантажень в межах до 15% від загального осідання палі (переміщення, що виникає при потенційному зриву палі) суттєвий вклад в її роботу вносить значення модуля деформації (E). На подальших етапах навантаження в ґрунті виникають значні пластичні деформації зсуву, а відповідно ведучими параметрами є параметри міцності ґрунту, в даному випадку питоме зчеплення (c) та кут внутрішнього тертя (ϕ). Так як



Ігор Бойко
професор кафедри
геотехніки
д.т.н.



Олег Кривенко
асистент кафедри
геотехніки



Олександр Гаврилюк
асистент кафедри
геотехніки

в даній роботі бурова палія на значній своїй довжині проходить в межах піщаного ґрунту то важливим також є врахування ефекту дилатансії (ψ) ґрунту.

Приведені результати порівняння натурального випробування бурової палі великого діаметру та їх числового моделювання взаємодії з піщаними ґрунтами та виконана ідентифікація розрахункових параметрів моделі ґрунтового середовища з метою збіжності результатів моделювання з експериментальними даними при відповідних заданих навантаженнях.

Досягнуто збіжність в межах до 5% в широкому діапазоні навантажень на бурову палю.

Ключові слова. Бурова палія, числове моделювання, модуль деформації, кут дилатансії.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Через зростання тенденції до будівництва будівель і споруд у щільній міській забудові пальові фундаменти (а також пильово-плитні) здобули популярність так як вони здатні сприймати великі навантаження від будівлі і передавати на нижче розташовані напластування ґрунтів (як правило з глибиною несуча здатність ґрунту зростає). Серед пильових найчастіше використовують бурові (буроін'єкційні та буронабивні) діаметром в діапазоні 620-1500мм.

Для моделювання роботи бурової палі з ґрунтовим масивом необхідно попередньо провести випробування її на вертикальне вдавлююче статичне навантаження, а також отримати від інженерів-геологів дані по ґрунтам (фізико-механічні та деформативні властивості). Якщо під час моделювання системи «основа – бурова паля» на пряму використати отримані із звітів характеристики ґрунтів то у більшості випадків виникає значна розбіжність між даними моделювання та польового випробування у напрямку збільшення осідання при відповідному навантаженні, тому виникає необхідність обрати адекватну модель для оцінки взаємодії елементів системи «основа - паля» при числовому моделюванні. Збіжність результатів моделювання і випробування у широкому діапазоні навантажень досягається шляхом ідентифікування розрахункових параметрів моделі ґрунту.

В даній роботі при числовому моделюванні була використана ідеально-пружно-пластична модель роботи ґрунту з умовою міцності Кулона-Мора, яка включає в себе такі наступні розрахункові параметри: питому вагу(γ), питоме зчеплення(c), кут внутрішнього тертя(ϕ), кут дилатансії(ψ), модуль деформації (E), коеф. Пуассона(ν). Вище вказані параметри необхідно підібрати таким чином, щоб збіжність результатів моделювання та випробування була в межах 10%. Це в подальшому дає можливість отримати більш достовірні переміщення фундаментів і дозволяє відтворити більш реальну картину перерозподілу зусиль у несучих конструкціях не тільки фундамен-

тів, а й каркасу будівлі в цілому і тим самим забезпечити надійне проектне рішення.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженнями роботи пильових з ґрунтовим масивом займалися Грутман М.С., Бойко І.П. [1, 2], Платонов Е.В., Катценбах Р. [3], Зоценко М.Л. [4, 5].

МЕТА РОБОТИ

Оцінити вплив величин розрахункових параметрів моделі ґрунту, що застосовуються при числовому моделюванні взаємодії елементів системи «основа-паля» та виконуючи ідентифікацію цих параметрів досягнути збіжності результатів натурного випробування палі та моделювання у широкому діапазоні навантажень.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В даній роботі в якості дослідної палі розглядається одиночна бурова паля діаметром 1,02м та довжиною 25,3м.

Масив ґрунту навколо палі на експериментальному майданчику представлений наступними ґрунтами (згори до низу):

- ✓ ІГЕ-1 – насипний ґрунт (що складається з піска, супіска, суглинка);
- ✓ ІГЕ-2а – супісок пластичний;
- ✓ ІГЕ-16 – пісок дрібний (пилуватий), щільний;
- ✓ ІГЕ-19 – суглинок м'якопластичний.

Інженерно-геологічний розріз з посадкою бурової палі зображено на рис.1.

Фізико-механічні властивості ґрунтів визначались у лабораторних умовах на зразках непорушеної структури та у польових умовах. У ході виконання польових робіт було досліджено ґрунти методом статичного зондування до глибини 39,0м. Статичне зондування проводилось комплектом апаратури «Icône and Icontrol» компанії А.Р. van Berg, що включає в себе зонд СРТu, який одночасно вимірює силу опору ґрунту під конусом зонду (q_c), силу тертя ґрунту по боковій по-

верхні зонду (fs) та тиск води у порах (u) (дивись частину даних вище вказаних вимірів на рис.2).

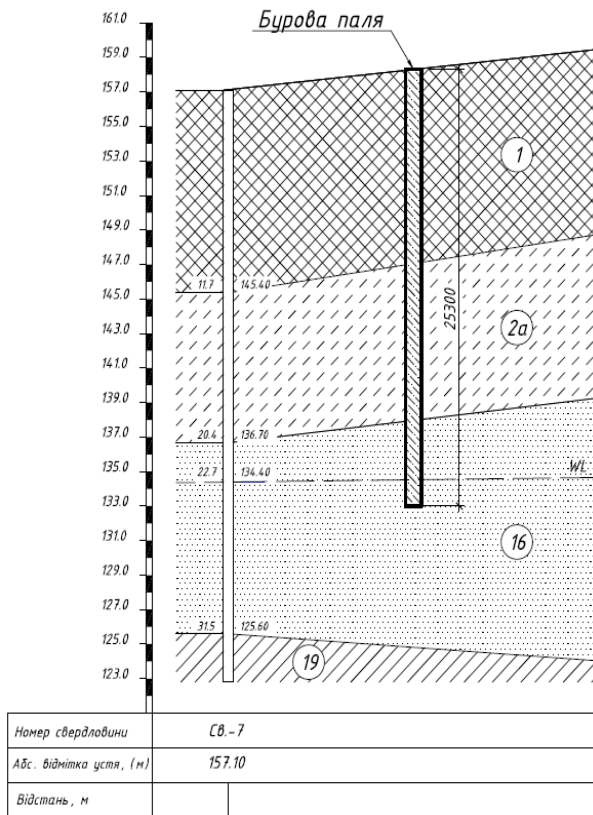


Рис.1. Інженерно-геологічний розріз з посадкою бурової палі.
Fig.1. Engineering-geological section with the planting of a bored pile.

Фрагмент результатів камерального опрацювання даних з інженерно-геологічних вишукувань наведено у таб. 1.

№ ІГЕ	γ_s кН/м ³	Коеф. Пуассона	Кут внутрішнього тертя, °	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
			φ		
1	16.7	0.3	22	7	5
2a	19.6	0.35	24	16	11
16	20.5	0.3	32	1	57
19	20.0	0.38	27	59	29

Табл. 1. Фізико-механічні властивості ґрунтів.
Tab. 1. Physical and mechanical properties of soils.

Нижче на рис.3 зображено розподіл ґрунтів за видами по методиці Робертсона під час статичного зондування.

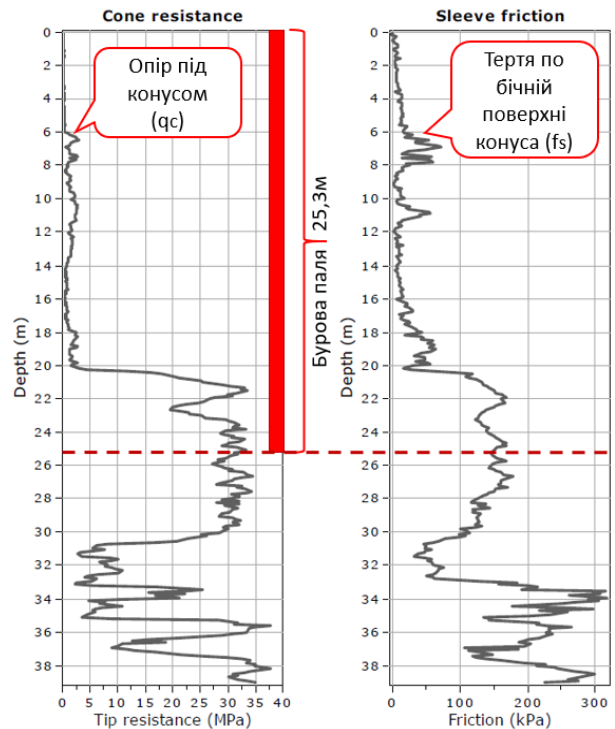


Рис.2. Дані із статичного зондування.
Fig.2. Data of the static sounding.

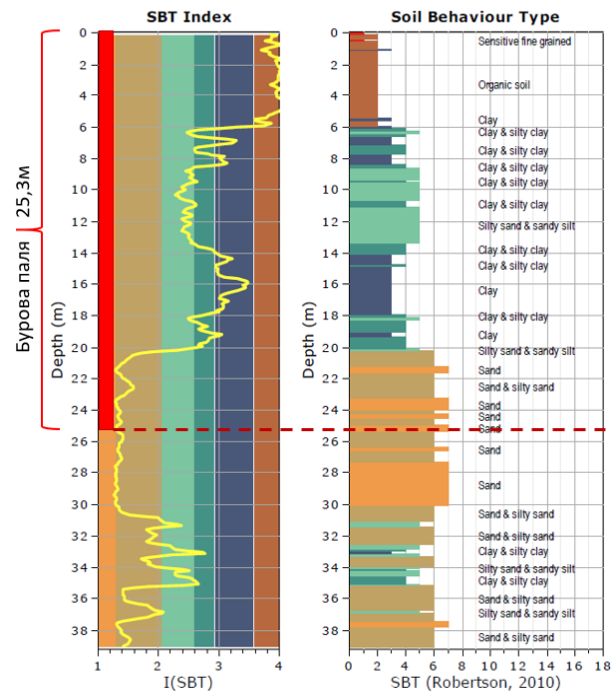


Рис.3. Ідентифікація ґрунтів за Робертсоном.
Fig.3. Identification soils according to Robertson.

Враховуючи той факт, що моделюється одиночна бурова палія діаметром 1,02м і довжиною 25,3м то для розрахунку створена скінчено-елементна модель, яка представлена у вісесиметричній постановці. Оскільки задача вісесиметрична то здава-

лась не вся паля, а тільки її половина (0,51м). В якості скінченних елементів обрані 15-ти вузлові скінченні елементи. За вертикальним розрізом розрахункової моделі ширина ґрунтового масиву становить $10d(10,2м)$, а по висоті 35,5м з яких $10d(10,2м)$ під п'ятою бурової палі. Загальна кількість скінченних елементів – 449шт., вузлів – 3739шт. Розрахункова схема наведена нижче на рис. 4. Матеріал палі задано з модулем пружності $E=30 \cdot (10^6)кПа$, та коефіцієнтом Пуассона що становить $\nu = 0,2$. П'ята бурової палі знаходиться у ІГЕ-16 (пісок дрібний, пілуватий).

Для кожного ґрунту у розрахунковій моделі системи «основа - бурова паля» необхідно задати наступні параметри:

- 1) Питома вага (γ), $кН/м^3$;
- 2) Модуль деформації (E), $кПа$;
- 3) Питоме зчеплення (c), $кПа$;
- 4) Кут внутрішнього тертя (ϕ), $^\circ$;
- 5) Кут дилатансії (ψ), $^\circ$ (для піщаних ґрунтів).

Ступені навантаження при моделюванні відповідають ступеням при статичному випробуванні. Максимальне граничне навантаження на палю що було досягнуто становить 1504т.

В першу чергу було проведено числове моделювання взаємодію бурової палі з ґрунтовою основою з використанням прямих значень параметрів наданих у звіті з інженерно-геологічних вишукувань. Це призвело до суттєвої переоцінки осідання палі (дивись рис. 5) в межах робочого діапазону навантажень до 10 разів, а при максимальному граничному навантаженні до 22 разів більше осідання отримане за розрахунком (428,4мм) ніж фактично виміряне в умовах польового випробування палі статичним вдавлюючим навантаженням (19,5мм).

Відповідно виникає необхідність в уточненні розрахункових параметрів моделі ґрунта, а саме модуля деформації (E) який є визначним на першому етапі поведінки палі. Так як модуль (E) відповідає за лінійну ділянку графіка осідання, то необхідно зрозуміти при якому тиску починаються пластичні

деформації, і потім в межах цього тиску ідентифікувати E .

З метою визначення навантаження при якому починаються пластичні деформації було проведено дослідження впливу такого параметра як кута дилатансії (всі інші параметри без змін). Було розглянуто наступні кути дилатансії (ψ) для дрібного піска (ІГЕ-16): 1, 5, 10, 16 градусів. Встановлено наступну особливість: починаючи від 0т і до 600т усі графіки залежності осідання від навантаження співпадають, кут дилатансії (ψ) не впливає; в діапазоні 600-752т розбіжність у переміщеннях на відповідних ступенях навантаження в межах 17%, починає зростати вплив ψ ; після 752т – суттєво різняться, суттєвий вплив ψ . Вище вказане свідчить про те, що в діапазоні 600-752т починає формуватися смуга локалізації зсувних напружень. Тобто за межу лінійної пропорційності між навантаженням і осіданням можна прийняти значення в 21-35% від загального осідання за статичним польовим випробуванням при відповідному максимальному граничному навантаженні (що відповідає діапазону навантажень 600-752т).

Якщо прийняти, що після 21% від загального осідання за випробуванням (ступінь 600т) виникають пластичні деформації то необхідно буде збільшити модуля деформації ґрунтів аж в 30 разів ($30E$) – при цьому отриманий графік при 600т буде мати таке ж осідання (4,1мм) як при стичному випробуванні, але при максимально граничному навантаженні 1504т – 24,4мм. При модулі $30E$ для подальшої збіжності результатів необхідно призначити кут дилатансії рівним $\psi = 1,5$. Але тут є свої недоліки: з аналізу отриманих результатів виявлено, що починаючи з 600т осідання зменшуються на 20% від натурних випробувань; з досвіду проектування при застосуванні кута дилатансії (ψ) його величина знаходиться в межах (1/3 - 1/2) від кута внутрішнього тертя (ϕ), тобто в нашому випадку для ІГЕ-16 цей діапазон 10-16 градусів; значне збільшення модулів ($30E$).

Тому наступним етапом за межу прямої

пропорційності було прийнято 35% від загального осідання за польовим випробуванням (ступінь 752т). Щоб на цій ступені осідання відповідало даним з випробування (6,7мм) було проведено серію розрахунків за якою було прийнято, що збільшення модуля деформації в 12 разів (по відношенню до наведеного у звіті з інженерно-геологічних вишукувань) призводить до задовільної кореляції даних числового моделювання та польового випробування в діапазоні навантажень до половини максимального навантаження. Але при подальшому збільшенні навантаження максимальне осідання склало - 45,5мм, і тому відповідно виникає необхідність у ідентифікації не тільки параметрів деформації ґрунту, а і параметрів міцності. З урахуванням того, що ми маємо справу з піщаним ґрунтом в основі палі то важливим ефектом для нього є дилатансія. Щоб досягти кращої кореляції графіків натурних випробувань і числового моделювання було враховано для ІГЕ-16 кут дилатансії рівним 11 градусам (див. рис. 6). Даний варіант є точнішим за попередній, так як: починаючи з навантаження 800т (діапазон робочого навантаження) точність даних знаходиться в межах 5%; графік за моделюванням не занижує реальні осідання; кут дилатансії в межах (1/3 - 1/2) ϕ ; більш коректна величина модулів (12E).

Необхідно зазначити, що в даній роботі такі параметри як питоме зчеплення (c) та кут внутрішнього тертя (ϕ) не змінювались і лишились такими якими їх надали інженери геологи. Це пояснюється тим, що ці параметри зазвичай занижують з метою збільшення значень осідання при відповідних ступенях навантаження, а в нашому випадку значення осідання необхідно було зменшувати і в умові міцності Кулона-Мора це можна досягти тільки використовуючи кут дилатансії піска (ψ).

В табл. 2 вказано остаточні ідентифіковані розрахункові параметри ґрунтів для відповідності результатів моделювання та статичного випробування палі на вертикальне вдавлююче навантаження (γ , ν , ϕ , c -

без змін).

Таким чином нами встановлено, що для збіжності в широкому діапазоні навантажень графіків польового випробування палі статичним навантаженням та його відповідного числового моделювання в межах 5% необхідно модуль деформації збільшувати в 10-12 разів та враховувати кут дилатансії ґрунту в межах до 1/3 від значення кута внутрішнього тертя (ϕ). Вище вказане відображено на рис. 6.

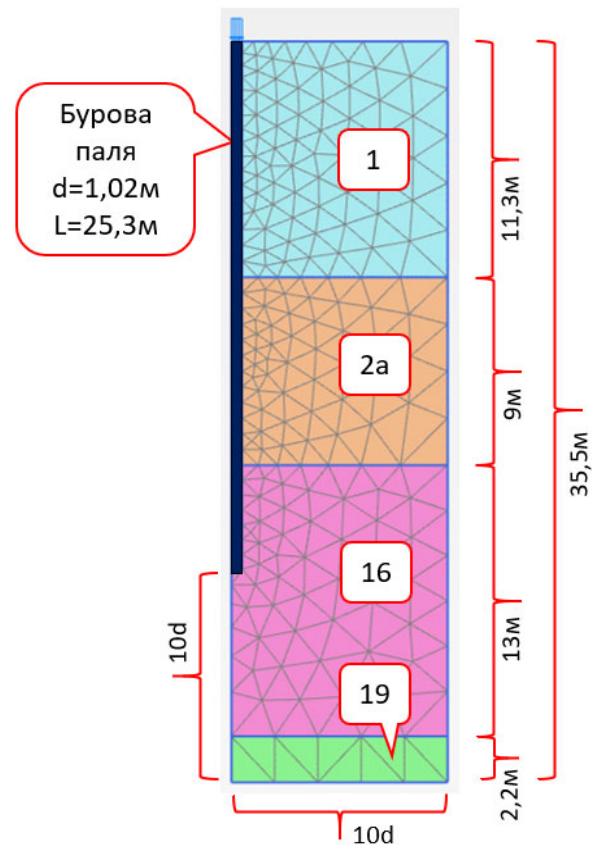


Рис.4. Розрахункова модель системи «основа – бурова паля».

Fig.4. Calculation model of system "base - bored pile".

Табл. 2. Ідентифіковані параметри ґрунтів для умови міцності Кулона-Мора.

Table 2. Identified soil parameters for the Mohr-Coulomb strength condition

№ ІГЕ	γ , кН/м ³	Коеф. Пуассона	Кут внутр. тертя, °	Питоме зчеп., кПа	Модуль деф., МПа	ψ , кут дилат., °
		ν	ϕ	c	E	
1	16.7	0.3	22	7	60	0
2a	19.6	0.35	24	16	132	0
16	20.5	0.3	32	1	684	11
19	20.0	0.38	27	59	348	0



Рис.5. Співставлення графіків натурального випробування бурової палі та числового моделювання з розрахунковими параметрами ґрунтів взятих із звіту без їх ідентифікації.

Fig.5. Comparison graphs of field test of the bored pile and numerical modeling with calculated parameters of soils taken from the report without their identification.

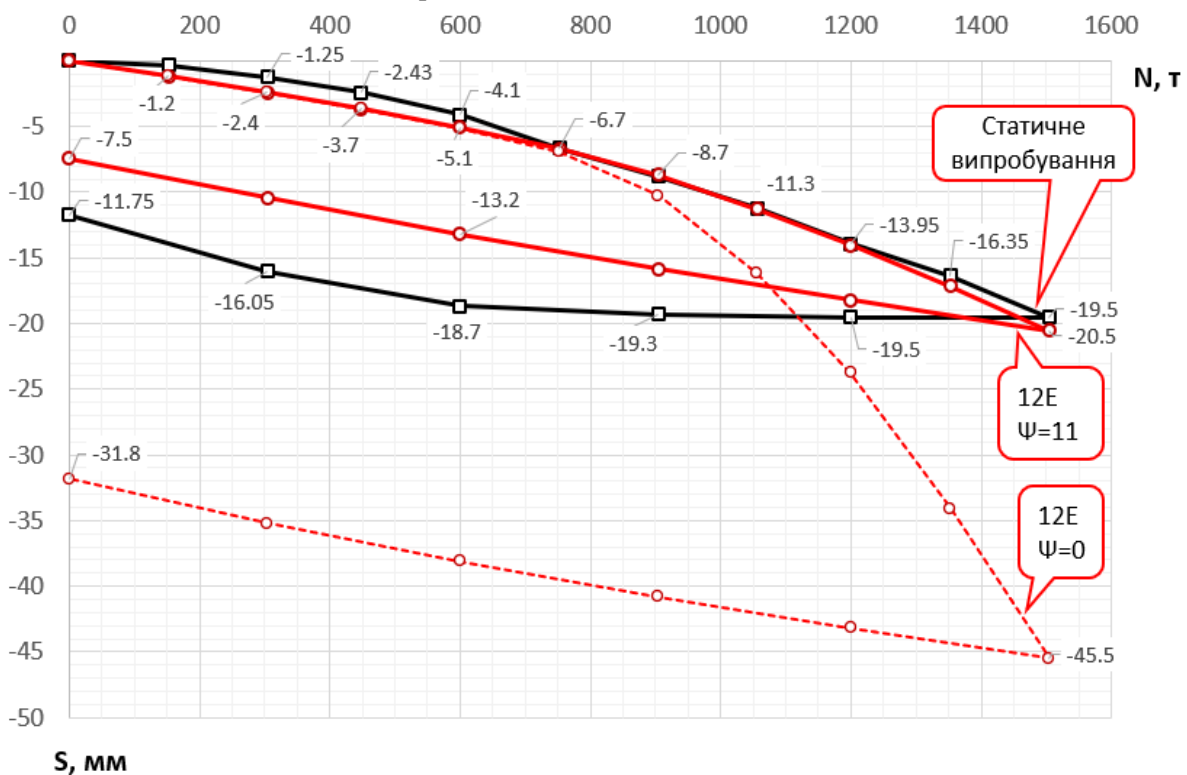


Рис.6. Співставлення графіків натурального випробування бурової палі та числового моделювання з розрахунковими параметрами ґрунтів із ідентифікацією.

Fig.6. Comparison graphs of field test of the bored pile and numerical modeling with calculated soil parameters with their identification.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Виявлено, що моделювання одиначної бурової палі, на основі результатів її натурального випробування та звіту з інженерно-геологічних вишукувань, дозволяє ідентифікувати розрахункові параметри ґрунтів для подальших розрахунків конструкцій будівель та споруд.

Показано, що використання прямих значень параметрів ґрунтів наданих у звіті з інженерно-геологічних вишукувань при числовому моделюванні взаємодії елементів системи «основа – бурова паля» може призвести до суттєвого збільшення осідання її в межах робочого діапазону навантажень до 10 разів, а при максимальному навантаженні до 22 разів. Тому для збіжності результатів моделювання та натурального випробування необхідно проводити ідентифікацію розрахункових параметрів ґрунтів.

Встановлено, що на початковому етапі навантажень в межах 10-15% від загального осідання палі суттєвий внесок в її роботу вносить значення модуля деформації (E). Виявлено, що збільшення модуля деформації в 12 разів (по відношенню до наведеного у звіті з інженерно-геологічних вишукувань) призводить до задовільної кореляції даних числового моделювання та польового випробування в діапазоні навантажень до половини максимального навантаження.

Досліджено, що на наступних етапах збільшення навантаження на бурову палю призводить до виникнення значних пластичних деформацій зсуву, а враховуючи що в даній роботі нижня частина палі знаходиться у піску то ведучим параметром є кут дилатансії (ψ). Для кращої збіжності результатів кут дилатансії прийнятий рівним $1/3$ від кута внутрішнього тертя (ϕ).

Показано, що врахування вище вказаних рекомендацій дає відхилення в межах 5% для графіків польового випробування палей статичним навантаженням та його відповідного числового моделювання в широкому діапазоні навантажень.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Сопротивление просадочных ґрунтов для расчета буройнекссионных свай / І.П.Бойко, А.Е.Дельник, А.Л.Козак, Н.І.Орленко // *Республіканський міжведомствений науково-технічний збірник «Основания и фундаменти»*. Випуск 223. – К.: Будівельник, 1990, с. 5-9.
2. Бойко І.П. Методи випробувань ґрунтів за допомогою буройнексійної палі великого діаметру / І.П. Бойко, Ю.В. Карпенко, С.М. Новофастовський // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Вип. 328 – К.: КНУБА, 2004. – с. 11-16.
3. Katzenbach R. Costoptimized foundation systems of high rise structures, based on the results of actual geotechnical research / R. Katzenbach, H. Hoffmann, M. Vogler, Ch. Moormann // *Proc. International Conference Trends in Tall Building – Tendenzen im Hochhausbau*, Frankfurt am Main, 5.-7.9.2001, с. 421-443.
4. Зоценко Л.М. Досвід використання буройнексійних палей в водонасичених лесових ґрунтах / Л.М. Зоценко, В.П. Левченко, В.М. Зоценко // *Строительная наука и техника* – Вип. № 3(18) – Мінськ, 2008. – С.23.
5. Зоценко Л.М. Особливості влаштування буройнексійних палей у водонасичених піщаних ґрунтах / Л.М. Зоценко, В.П. Левченко, С.В. Біда, М.Ф. Передерій // *Зб. наук. праць (Галузеве машинобудування, будівництво)*. - Полтава: ПНТУ, 2009. -76с.

REFERENCES

1. Boyko I.P., Delnik A.E., Kozak A.L., Orlenko N.I. (1990). Soprotivlenie prosadochnyih gruntov dlya rascheta buroyineksionnyih svay [Resistance of collapsible soils to calculate continuous flight auger piles]. *Respublikanskiy mezhhvedomstvennyiy nauchno-tehnicheskiiy sbornik «Osnovaniya i fundamenti»*. Kyiv: Budivelnik, 223, 5-9 (in Russian).
2. Boyko I.P., Karpenko Yu.V., Novofastovskyi S.M. (2004) Metody vyprobuvan gruntiv za dopomohoiu buroinektsiinoi pali velykoho diametru [Methods of soil tests using large-diameter continuous flight auger piles] *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyi naukovotekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 328, 11-16 (in Ukrainian).

3. Katzenbach R., Hoffmann H., Vogler M., Moormann Ch. (2001). Costoptimized foundation systems of high rise structures, based on the results of actual geotechnical research. *Proc. International Conference Trends in Tall Building – Tendenzen im Hochhausbau*, Frankfurt am Main, 5.-7.9.2001, c. 421-443.
4. Zotsenko L.M., Levchekno V.P., Zotsenko V.M. (2008) Dosvid vikoristannya buroinektsiynih pal v vodonasichenih lesovih gruntah [Experience of using continuous flight auger piles in saturated loessial soils] *Stroitel'naya nauka i tehnika*. Minsk, 3(18), 23 (in Ukrainian).
5. Zotsenko L.M., Levchenko V.P., Bida S.V., Perederii M.F. (2009) Osoblivosti vlashtuvannya buroinektsiynih pal u vodonasichenih pischanih gruntah [Features of the installation continuous flight auger piles in water-saturated sandy soils] *Zb. nauk. prats (Galuzeve mashi-nobuduvannya, budl'vnitstvo)*. Poltava: PNTU, 76 (in Ukrainian).

Numerical simulation of interaction bored pile and soil mass with taking into account the dilatancy of the soil

Igor Boyko,
Oleg Krivenko,
Oleksandr Gavryliuk,

Summary. Pile testing is a necessary and mandatory process of construction buildings and structures erected on pile foundations. There is a need for a correct assessment of the interaction of the elements of the "foundation-pile" system for the reliable and effective design of pile foundations.

The use of soil parameters provided in reports on engineering and geological investigations, without their clarification, leads to a significant discrepancy in the results of numerical modeling of the interaction of piles with the foundation and data from real observations of their settlement as a result of loads. Therefore, there is a need to identify the calculated parameters of the adopted soil model in order to match the simulation results with the results of experimental studies in a wide range of loads.

In this paper, a model of ideal elastic-plastic behavior of the soil environment using the Mohr-Coulomb strength criterion was chosen to describe the interaction behavior of the elements of the "foundation-pile" system. When using this model,

it is necessary to take into account a number of its inherent shortcomings, for example, not taking into account the change of the young's modulus depending the change of the stress-strain state. Additionally, this work examines the influence of the dilatancy effect of sandy soil.

At the initial stage of loads up to 15% of the total settlement of the pile (displacement resulting from potential pile failure), the value of the young's modulus (E) makes a significant contribution to its operation. At the later stages of loading, significant plastic shear deformations occur in the soil, and accordingly, the leading parameters are the soil strength parameters, in this case, the specific cohesion (c) and the friction angle(ϕ). Since in this work the drill pile passes through sandy soil for a considerable length, it is also important to take into account the effect of soil dilatation(ψ).

The results of a comparison field test of the bored pile with large-diameter and their numerical simulation of interaction with sandy soils are presented, and the calculation parameters of the soil environment model are identified in order to match the simulation results with experimental data at the corresponding specified loads.

A convergence of up to 5% was achieved in a wide range of loads on the bored pile.

Key words. Bored pile, numerical modeling, young's modulus, dilatancy angle.

Ідентифікація параметрів міцності ґрунтів для оцінки стійкості зсувного схилу

Віктор Носенко¹, Тетяна Диптан², Дмитро Нечипоренко³

Київський національний університет будівництва і архітектури

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

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

²dyptan.tv@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0003-2852-014X

³dimanechiporenko072@gmail.com, orcid.org/ 0009-0006-6697-2381

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.17-27

Анотація. У роботі представлено результати оцінки стійкості зсувного схилу, що були виконані методами граничної рівноваги та числового моделювання напружено-деформованого стану ґрунтів схилу.

Показано, що використання показників міцності ґрунтів питомого зчеплення c і кута внутрішнього тертя φ без їх уточнення (ідентифікації) може призвести до переоцінки величини коефіцієнта стійкості та помилкового віднесення схилів до стійких.

Ключовим в розрахунку є прийняття коректних параметрів ґрунтів для отримання розрахункових поверхонь ковзання близьких до фактично зафіксованих.

Об'єктом дослідження є штучний ландшафтний масив, що знаходиться на схилі. Ділянка має форму амфітеатру у вигляді сходів, що займають половину усієї площі, в центральній частині та похилих поверхонь по краях. Радіус верхньої грані складає 42,20 м, нижньої грані – 21,95 м. Кількість сходинок дорівнює шести. Абсолютна відмітка першої сходинки 289,00 м, відмітка низу 280,00 м.

При виконанні будівельних робіт, пов'язаних з формуванням ступінчастого рельєфу ландшафтного масиву на території об'єкту відбувся зсув, тому під час розрахунку стійкості схилу основною задачею було вибір коректних значень c і φ , щоб результати моделювання співпадали з даними натурних спостережень і на основі цих даних, в подальшому, можна було б прийняти обґрунтовані інженерні рішення про заходи стабілізації схилу і забезпечення його стійкості на етапі експлуатації.

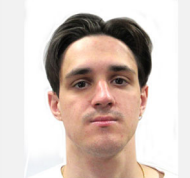
Для оцінки стійкості схилу було виконано серію розрахунків в початковому (природному) стані та у сучасному стані зі зміненими внаслідок зволоження характеристиками



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



Тетяна Диптан
старший викладач
кафедри геотехніки



Дмитро Нечипоренко
магістр кафедри
геотехніки

ґрунтів та в подальшому стані.

На основі геологічних вишукувань була проведена ідентифікація параметрів ґрунтів. В результаті уточнення параметрів міцності визначені коефіцієнти з стійкості, які відображають граничну рівновагу схилу, що відповідає реальній картині на місцевості. Для числового моделювання початкові коефіцієнти стійкості мали значення: для 3-х сходинок $K=2,396$; при повній розробці – $K=1,428$. Після коригування c і φ вони зменшилися в 2,3 рази та 1,4 рази відповідно. Аналогічна ситуація відбулася і для оцінки стійкості схилу методом граничної рівноваги. Для трьох сходинок початковий коефіцієнт $K=2,70$ зменшився в 2,5 рази; при повній розробці $K=1,54$ – зменшився в 1,5 рази.

Ключові слова. стійкість схилу, зсув, коефіцієнт стійкості, числове моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогоднішній день в світі існує багато програмних комплексів для геотехнічних розрахунків. Ці програмні комплекси можуть реалізовувати достатньо велику кількість методів для вирішення геотехнічних задач, починаючи від найпростіших і завершуючи методами, що вимагають від спеціаліста глибокого розуміння питання і високого рівня кваліфікації.

Проте, будь-яка програма це лише дуже потужний калькулятор в який користувачі мають вносити дані, в нашому випадку це фізичні та механічні характеристики ґрунтів. На практиці виявилось, що при використанні інформації з інженерно-геологічного звіту розрахунок не завжди є коректним або взагалі може не відповідати реальним процесам, які відбулися з ґрунтовим масивом на місцевості. Тому важливим питанням є ідентифікація параметрів ґрунту на основі лабораторних або польових досліджень так щоб результати моделювання відповідали реальній картині деформацій. Це дає змогу відкоригувати значення параметрів таким чином, щоб модель ґрунту поведилась аналогічно до оригіналу.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проблематика зсувів розглянута в роботах Драннікова А. М., Біди С. В., [2] Петренка Е. Ю. [3], Черкеза Є. А. [1].

В роботах Бойко І. П. [4] і Носенка В. С. [5] висвітлюються проблеми при використанні числового моделювання та коригування характеристик ґрунтів під час розрахунків.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є ідентифікація параметрів міцності ґрунтів отриманих за даними інженерно-геологічних вишукувань для наближення результатів розрахунку з оцінки стійкості зсувного схилу до фактичного стану ґрунтового масиву на місцевості.

ЗАДАЧІ

1) Оцінити стійкості зсувного схилу методом граничної рівноваги та числовим моделюванням із прямим використанням параметрів міцності отриманих за результатами інженерно-геологічних вишукувань.

2) Уточнити (ідентифікувати) параметрів міцності для кожного з методів та порівняння результатів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом дослідження є ландшафтний масив (Рис. 1), що знаходиться на схилі та має форму амфітеатру у вигляді сходів в центральній частині та похилих поверхонь по краях. Абсолютна відмітка першої сходинки дорівнює 289,00 м, а відмітка низу ландшафтного масиву 280,00 м. Бічні поверхні являють собою насипи з землі, із поступовим зменшенням висоти. Радіус верхньої грані складає 42,20 м, нижньої – 21,95 м (Рис. 2).



Рис.1. Початок будівництва.

Fig. 1. The beginning of construction.

У верхній частині переважають суглинки та глини, у середній - піски, а нижня частина складена лінзоподібним заляганням піщано-глинистих верств. Ґрунти зі специфічними властивостями (ІГЕ-3 характеризуються як просідаючі) були викриті у верхній частині, вони мають глибину залягання до 0,8 м, їх потужність становить лише 0,4-0,5 м.

Підземні води виявлено на глибині 5,4-14,2 м, в межах абсолютних відміток 274,18-274,76 м. Літологічна будова ділянки сприяє утворенню тимчасового водоносного горизонту типу "верховодка" (Рис. 3).

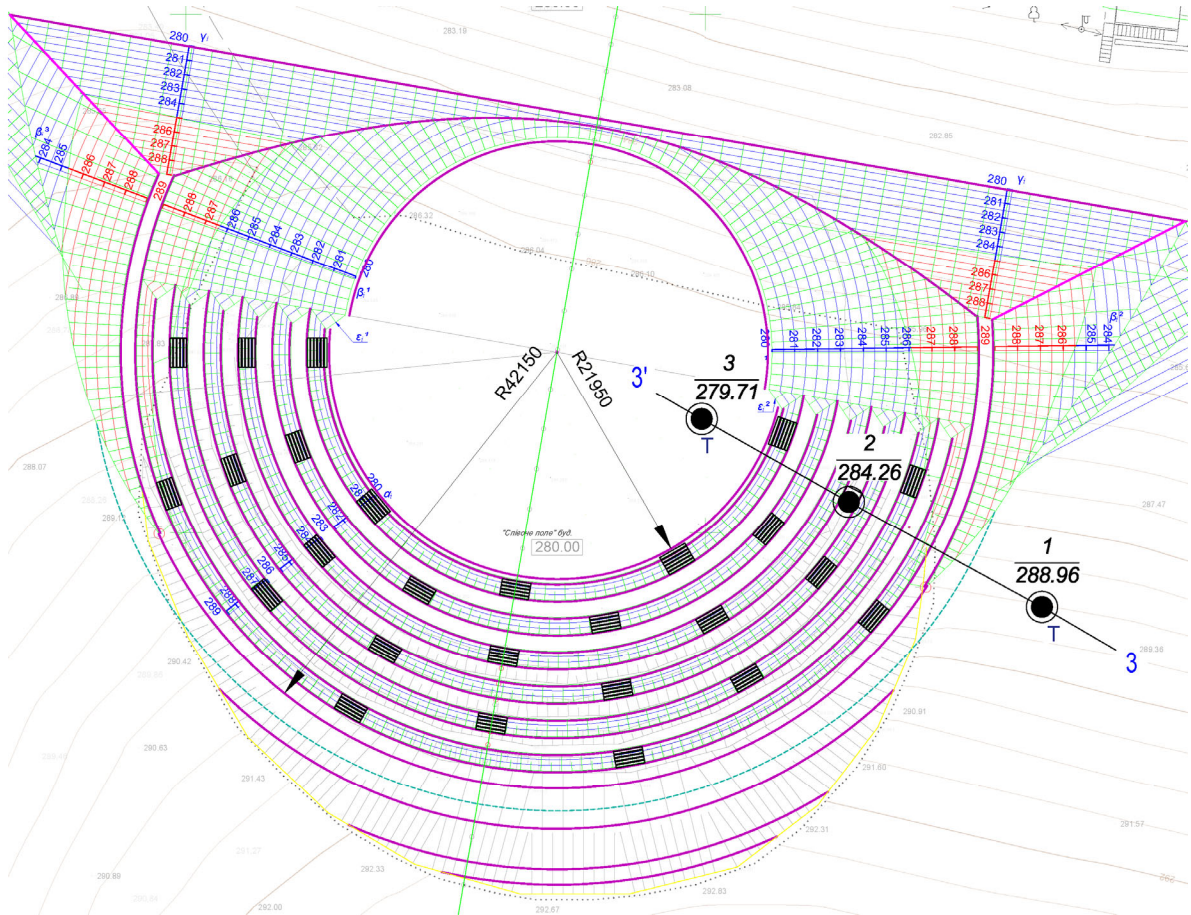


Рис. 2. План ділянки.
Fig. 2. Site plan.

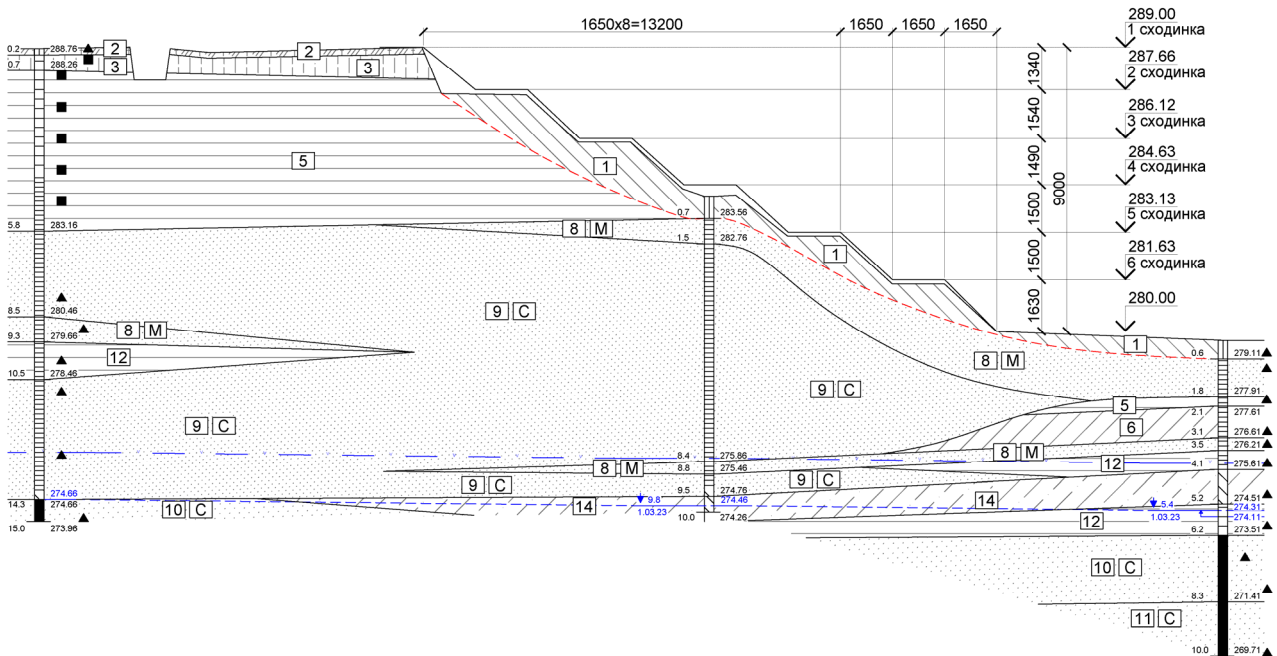


Рис. 3. Розріз 3-3'.
Fig. 3. Cross section 3-3'.

Табл. 1. Інженерно-геологічна колонка з нормативними значеннями фізико-механічних властивостей ґрунтів

Table. 1. Engineering-geological column with normative values of physical and mechanical properties of soils

№ ГЕ	Найменування ґрунту згідно ДСТУ Б В.2.1-2-96ТУ Б	Нормативні значення			
		Модуль деформації, МПа	Щільність ґрунту, т/м ³	Питоме зчеплення, кПа	Кут внутр. тертя, град
		E	ρ	c	φ
1	Зсунутий ґрунт - суглинок, неоднорідний, з домішками піску, тугопластичної консистенції.	6	1,70	15	8
2	Ґрунтово-рослинний шар - суглинок, неоднорідний, тугопластичної консистенції.	6	1,74	16	9
3	Суглинок лесовидний, пілуватий, твердої та напівтвердої консистенції, просідний (початковий тиск просідання Psl = 0.15-0.20 МПа).	18*	1,83*	56*	10*
		8	1,88	34	6
4	Суглинок пілуватий, тугопластичної консистенції.	13	1,97	35	10
			2,00	10	10
5	Глина з лісками суглинку, твердої та напівтвердої консистенції.	20	2,03	100	12
			2,04	35	4,8
6	Суглинок пілуватий, з лісками глини, твердої та напівтвердої консистенції.	17	1,99	38	14
			2,01	15	14
7	Супісок з прошарками піску та суглинку, твердої та пластичної консистенції.	16	1,81	16	26
8	Пісок середньої щільності, з прошарками суглинку, малого та середнього ступеню водонасичення.	24	1,70	1	30
9	Пісок середньої крупності, середньої щільності, малого та середнього ступеню водонасичення.	31	1,75	2	34
10	Пісок середньої крупності, середньої щільності, з прошарками суглинку, насичений водою.	28	1,96	3	32
11	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.	35	1,98	2	36
12	Глина місцями з прошарками піску, твердої та напівтвердої консистенції.	19	2,02	70	13
13	Суглинок, з прошарками піску, напівтвердої та тугопластичної консистенції.	17	1,98	35	16
14	Супісок піщанистий, з прошарками піску, пластичної та текучої консистенції.	12	1,87	8	20
15	Пісковик дуже низької міцності, з супіщаним заповнювачем, твердої консистенції.	50	2,05	-	-

Примітка: в чисельнику параметри наведені в природному стані, в знаменнику – отримані в результаті випробувань методом одноплощинного зрізу.

При виконанні будівельних робіт пов'язаних з формуванням ступінчастого рельєфу ландшафтного масиву було вийнято значний об'єм ґрунту в результаті чого перепад висот схилу досяг близько 9 м. Така значна зміна природного рельєфу, а отже і напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтового масиву призвела до інтенсивного процесу ерозії з частковим зсувом верхнього шару ґрунту в межах середньої частини схилу вже через 3-4 місяці, а в деяких місцях перші ознаки зсуву були помітні під час проведення земляних робіт (Рис. 4).



Рис. 4. Початок зсуву після плануванні 3-х сходинок через 3 місяці.

Fig. 4. The beginning of the landslide after excavation of 3 steps after 3 months.

Для оцінки стійкості схилу в його фактичному стані виконано розрахунки в плоскій постановці з використанням числового моделювання і методу граничної рівноваги по одному з перерізів (лінія 3-3'). Саме в цьому місці були помітні ознаки зсуву з самого початку планувальних робіт.

Для підвищення точності та збіжності з природними процесами, які відбувалися на ділянці, згідно з архівними фото, було

проведено розрахунок в два етапи. Перший етап – це планування до 3-ї сходинки та перевірка стійкості. Другий етап – повне планування і перевірка стійкості.

Так як зсув на ділянці вже відбувся, то схил належить до категорії зсувних. Згідно ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів» коефіцієнт k_{sn} приймаємо для споруд класу наслідків СС2 $k_{sn}=1,30$.

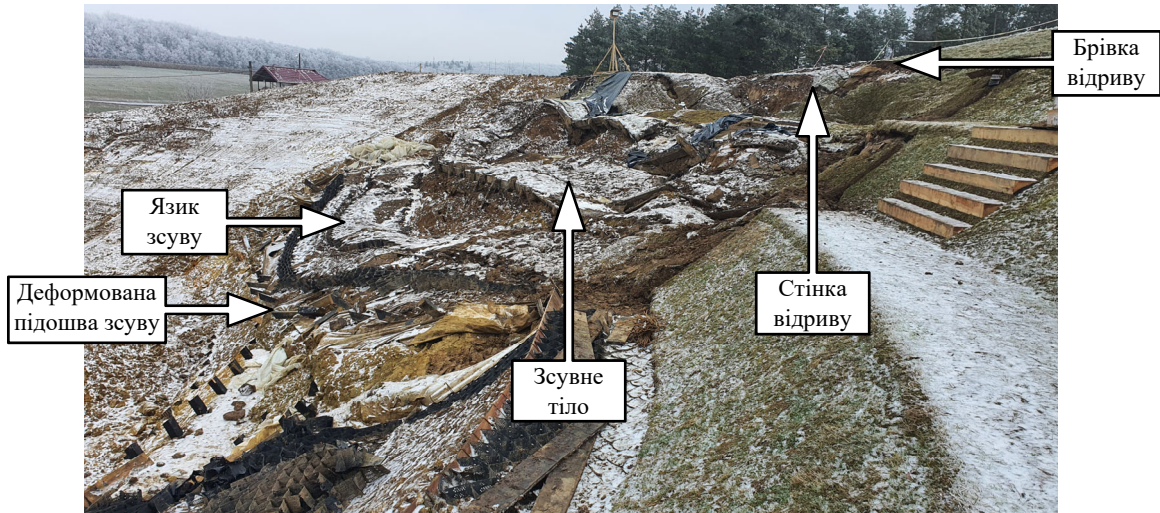


Рис. 5. Переріз 3-3' на місцевості (Відбувся зсувний процес) через 6 місяців.
Fig. 5. Cross section 3-3' in the area (Landslide has occurred) after 6 months.



Рис.6. Фактичний стан об'єкта через 9 місяців.
Fig. 6. The actual state of the object after 9 months.

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ
НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО
СТАНУ ЗСУВНОГО СХИЛУ

Числове моделювання виконано за допомогою програмного комплексу Plaxis. В основу розрахунку покладено метод скінченних елементів. Робота ґрунтового масиву описується з використанням математичної моделі пружно-ідеально-пластичного середовища з критерієм міцності Кулона-Мора, а механізм втрати стійкості схилу та коефіцієнт безпеки обчислені з використанням підходу Shear reduction method (SRM – метод зниження міцності). Особливістю цього метода є те, що поверхня ковзання є результатом обчислень, тобто формується під час розрахунку у зоні найбільших дотичних напружень та деформацій зсуву.

Основними параметрами моделі є:

E – модуль деформації, kH/m^2 ;

ν – коефіцієнт Пуассона;

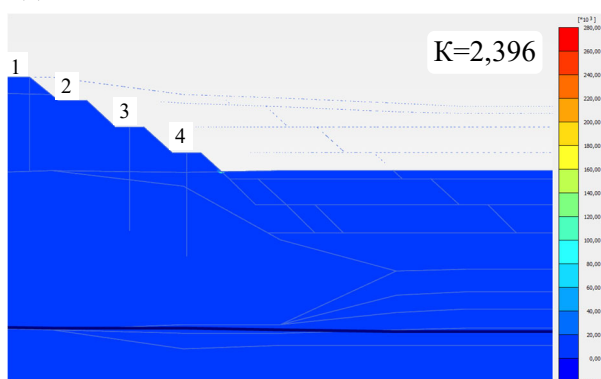
φ – кут внутрішнього тертя, град;

c – питоме зчеплення, kH/m^2 ;

γ – питома вага, $\text{т}/\text{м}^3$.

В даній роботі ключовими параметрами є c – питоме зчеплення і φ – кут внутрішнього тертя. Метод SRM базується на принципі:

$$(a) \quad \tau = \sigma \cdot \text{tg}\varphi_r + c_r, \quad (1)$$



де φ_r і c_r – параметри міцності при досягненні граничного стану.

$$\varphi_r = \frac{\varphi}{K}, \quad (2)$$

$$c_r = \frac{c}{K},$$

K – коефіцієнт на який необхідно зменшити параметри міцності ґрунту для досягнення граничного стану.

Для визначення основних фізико-механічних властивостей ґрунтів виконано польові та лабораторні дослідження.

Показники міцнісних характеристик ґрунту (c і φ) отримані при лабораторних випробуваннях способом одноплощинного зрізу (плитка по плитці), при повному водонасиченні зразків. Значення цих параметрів після зрізу були використані у місцях де повинна проходити потенційна поверхня ковзання, для моделювання зниження характеристик ґрунту в результаті впливу на нього вологи у вигляді атмосферних опадів та ґрунтових вод.

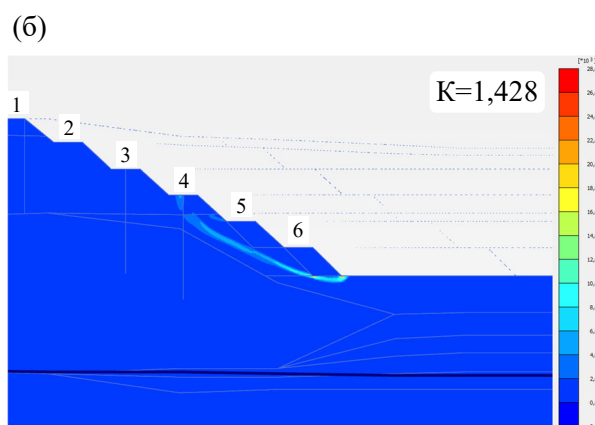


Рис. 7. Деформації зсуву: а) при плануванні 3-х сходинок; б) повне планування.

Fig. 7. Shear strains: a) 3 steps were excavated; b) complete excavation.

Аналізуючи результати розрахунків можна сказати, що вони не відповідають дійсності, так як коефіцієнти запасу стійкості значно завищені (при 3-х сходинка $K=2,396$; при повному плануванні $=1,428$).

Виходячи з цього за результатами схил перебуває в стані стійкої рівноваги, хоча насправді це не так, оскільки вже при 3-х сформованих сходинках почався зсувний процес (Рис. 4) і коефіцієнт K мав би бути

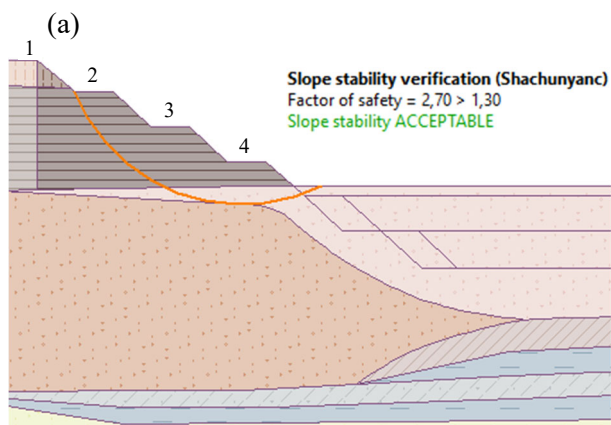
близьким до одиниці. На Рис. 5 видно, що при повному плануванні зсувне тіло напливло на 5, 6 сходинки, а згідно результатів обчислень (Рис. 7б) зона зсуву взагалі знаходиться не в тому місці де вона виникла насправді. Для збіжності результатів моделювання та реальної картини деформацій необхідно робити ідентифікацію параметрів ґрунту.

ОЦІНКА СТІЙКОСТІ СХИЛУ МЕТОДОМ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ

Для оцінки стійкості схилу за допомогою метода граничної рівноваги був використаний метод Шахунянца. Його суть полягає в тому, щоб задовольнити умови рівноваги сил на окремих відсіках (блоках), що контактують між собою. Напрямок дії цих сил, для даного метода, завжди горизонтальний (кут нахилу дорівнює нулю). Щоб отримати блоки необхідно розбити область над поверхнею ковзання січними вертикальними площинами.

Коефіцієнт стійкості в методі, що базується на аналізі граничної рівноваги – це відношення утримуючих сил до зсувних.

Для розрахунків стійкості схилу цим методом використовувався один з модулів



програмного комплексу GEO5 «Стійкість схилу», що дозволяє оцінити стійкість відкосів і насипів по круглоциліндричних або полігональних поверхням ковзання із застосуванням різного набору методів, таких як: Сарма, Спенсера, Шахунянца, Моргенштерна-Прайса та інших.

На відміну від числового моделювання метод граничної рівноваги вимагає перед початком розрахунку задатися поверхнею ковзання або ж їх набором. Під час розрахунку програма шукає таке положення поверхні ковзання при якому коефіцієнт стійкості має найменше значення.

Згідно результатів розрахунку поверхня ковзання при 3-х сходинках співпадає з реальною ситуацією, але коефіцієнт запасу стійкості дуже великий ($K=2,70$). У ситуації коли планування виконано повністю і всі 6 сходинок сформовані зсув ґрунту, як і в числовому моделюванні, відбувся зовсім не в тому місці у порівнянні із зсувом на місцевості (Рис. 8).

При використанні метода граничної рівноваги також необхідно виконувати ідентифікацію міцнісних параметрів ґрунту.

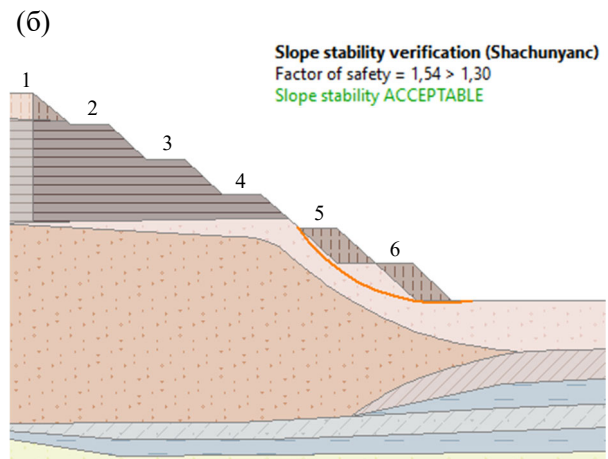


Рис. 8. Поверхня ковзання: а) при плануванні 3-х сходинок; б) повному плануванні.

Fig. 8. Slip surface: a) 3 steps were excavated; b) complete excavation.

ІДЕНТИФІКАЦІЯ МІЦНІСНИХ ПАРАМЕТРІВ ҐРУНТУ

Після виконання оцінки стійкості з прямим використанням параметрів ґрунтів за даними звіту з інженерно-геологічних

досліджень стало очевидно, що результати розрахунків не відповідають дійсному стану схилу: коефіцієнти стійкості показують, що схил стійкий, а положення та форма поверхонь ковзання не відображають фактичну картину зсуву.

Тому необхідно ідентифікувати параметри ґрунтів таким чином, щоб дані розрахунків стали максимально близькими до реального стану зсуву на схилі.

Ведучими параметрами в задачах оцінки стійкості є параметри міцності ґрунтів c і φ , саме їх і потрібно уточнювати.

Було проведено серію розрахунків, в яких поступово змінювалися c і φ та проводилася оцінка положень поверхонь ковзання, в результаті чого зменшувалися коефіцієнти стійкості. Питоме зчеплення (c) було знижене в 7 разів і набуло значення 5 кПа, а величина кута внутрішнього тертя (φ) 11 град.

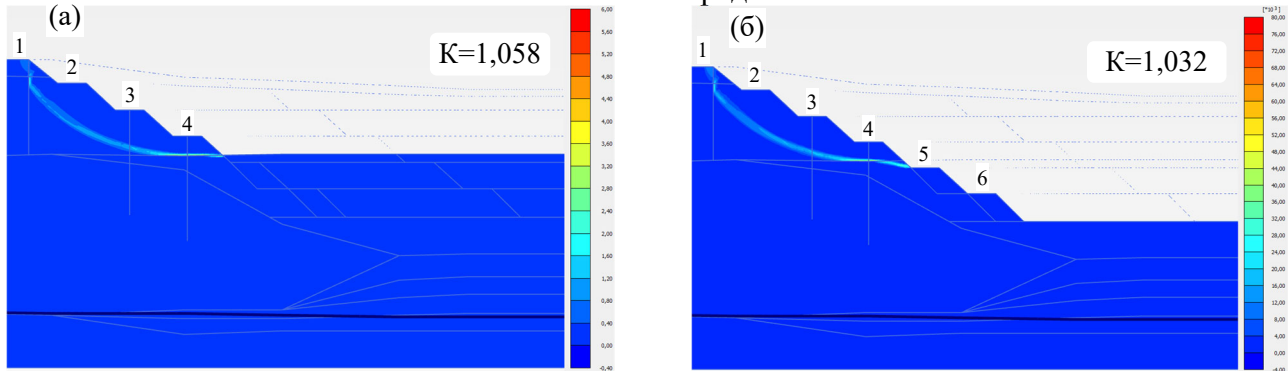


Рис. 9. Деформації зсуву після ідентифікації параметрів: а) при плануванні 3-х сходинок; б) повному плануванні.

Fig. 9. Shear strains after parameters identification: a) 3 steps were excavated; b) complete excavation.

В результаті ідентифікації параметрів ґрунту результати моделювання значно наблизилися до реальної картини зсуву. Тепер зона схилу в якій виникають найбільші зсувні деформації відповідає зоні у реальному схилі, а коефіцієнт запасу стійкості знизився до мінімального, отже ґрунтовий масив знаходиться в стані граничної рівноваги. Для 3-х сформованих сходинок коефіцієнт запасу стійкості, в порівнянні до розрахунку де використовувалися прямі параметри з інженерно-геологічного звіту, зменшився в 2,3 рази, для повної відкопки – в 1,4 рази.

Для отримання коректних значень при розрахунку методом граничної рівноваги міцнісні характеристики ґрунтів були змінені аналогічно до значень параметрів, як і в розрахунку за допомогою числового моделювання. Поверхні ковзання стали близькими до зони зсуву на місцевості в обох випадках (Рис. 10а, 10б). Значення коефіцієнтів стійкості знизилися, для 3-х сходинок – в 2,5 рази, для повному плануванні – в 1,5 рази і склали відповідно 1,06 та 1,04.

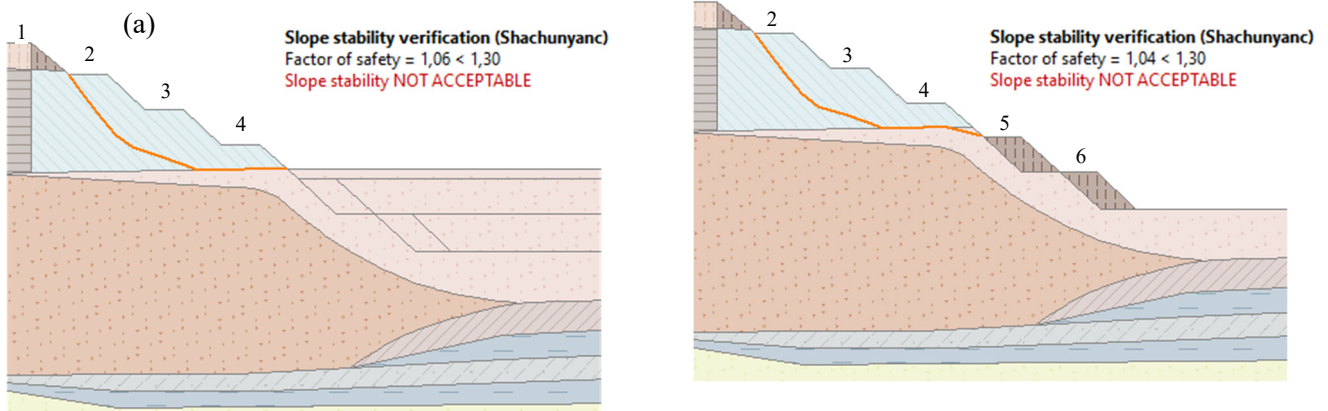


Рис. 10. Поверхня ковзання після ідентифікації параметрів: а) при плануванні 3-х сходинок; б) повна плануванні.

Fig. 10. Slip surface after parameters identification: a) 3 steps were excavated; b) complete excavation.

ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ОЦІНКИ СТІЙКОСТІ СХИЛУ ЗА ДОПОМОГОЮ РІЗНИХ МЕТОДІВ

Виконавши всі необхідні розрахунки порівняємо між собою результати, які були отримані в двох програмних комплексах за двома методами

До ідентифікації параметрів ґрунту поверхні ковзання для 3-х відкопаних сходинок зовсім відрізнялися одна від одної, після ідентифікації зона найбільших дотичних напружень в усіх випадках для обох програмних комплексів стала подібною. Різниця полягає у тому, що в Plaxis брівка відриву утворилася на першій сходинці, в GEO5 – на другій. Це пов'язано з тим, що були використані різні методи розрахунку.

Для порівняння коефіцієнтів запасу стійкості побудовані діаграми для значень до коригування параметрів (Рис. 11).

На графіках видно, що незалежно від методу яким був виконаний розрахунок, коефіцієнти запасу стійкості близькі за значеннями.

ВИСНОВКИ

Встановлено, що міцнісні параметри ґрунтів, а саме питоме зчеплення (c) та кут внутрішнього тертя (φ) мають великий вплив на результати розрахунків. Тому перед початком будь-яких розрахунків для оцінки стійкості схилу необхідно їх уточнювати.

Продемонстровано необхідність виконання ідентифікації параметрів ґрунту (c і φ) незалежно від програмного комплексу і метода розрахунку. Для коректної оцінки стійкості схилу початкові значення параметрів, що отримані в результаті інженерно-геологічних досліджень були відкориговані. Питоме зчеплення знижене в 7 разів до величини 5 кПа.

Отримано поверхні ковзання (зони максимальних дотичних деформацій) подібні до зон, що утворилися в схилі згідно натурних спостережень.

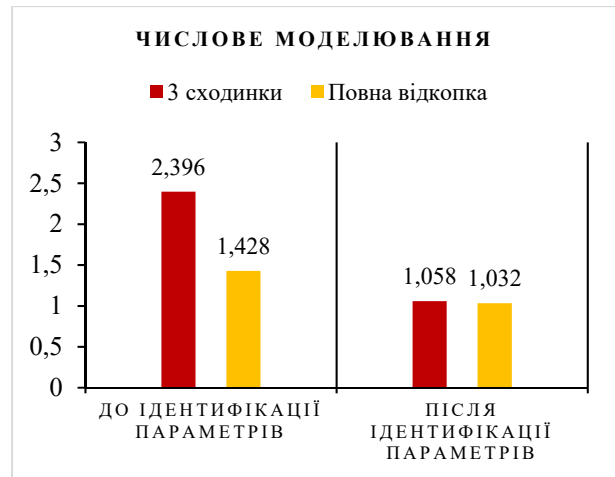


Рис. 11. Коефіцієнти стійкості до ідентифікації параметрів ґрунту та після.

Fig. 11. Slope stability safety factors until identification of soil parameters and after this.

В результаті ідентифікації параметрів міцності ґрунтів були визначені коефіцієнти запасу стійкості, які відображають граничну рівновагу схилу, що відповідає реальній картині на місцевості. У розрахунку з використанням методу числового моделювання початкові коефіцієнти стійкості мали значення: для трьох сходинок $K=2,396$; при повному плануванні – $K=1,428$. Після коригування c і φ вони знизилися в 2,3 рази ($K=1,058$) та 1,4 рази ($K=1,032$) відповідно. Аналогічна ситуація відбулася і для оцінки стійкості схилу методом граничної рівноваги. Для трьох сходинок початковий коефіцієнт $K=2,70$ знизився до $K=1,06$ (в 2,5 рази); при повному плануванні – $K=1,54$ знизився до $K=1,04$ (в 1,5 рази).

Такий підхід у розрахунках дозволяє у подальшому обґрунтувати надійні конструктивні рішення при проектуванні протизсувних споруд для забезпечення стійкості штучного ландшафтного схилу так як дає добру збіжність між результатами розрахунку та реальними процесами, які відбуваються в ґрунтовому масиві.

ЛІТЕРАТУРА

1. Cherkez E.A. Landslides at the North-Western Black Sea Coast (Ukraine) and the Engineering & Geological Effectiveness of Landslide Prevention Works. / E.A. Cherkez, T.V. Kozlova, S.N. Shatalin, V.I. Medinets, S.V. Medinets, I.E. Soltys // Third EAGE Workshop on Assessment of Landslide Hazards and Impact on Communities, Sep 2021, Volume 2021, p.1-5.
2. Біда С. В. Особливості виникнення та розвитку зсувних процесів на схилах, складених лесовидними відкладами / С.В. Біда, О.В. Куц, К.В. Підрійко // *Вісник Журнал з геології, географії та екології*. – Дніпропетровськ: ДНУ. – 2014. – 22, 3/2. – С. 162-167.
3. Петренко Е.Ю. Дослідження активізації деформацій основи на зсувонебезпечних схилах при техногенній дії. / Е.Ю. Петренко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 39. – С. 41-55.
4. Бойко І.П. Ідентифікація параметрів ґрунтів на основі результатів натурних випробувань паль. / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, М.В. Хоронжевський // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 9-18.
5. Носенко В.С. Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових методів. / В.С. Носенко, Л.О. Скочко, А.Р. Маламан // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 40-51.

REFERENCES

1. Cherkez E.A., Kozlova T.V., Shatalin S.N., V.I. Medinets, Soltys I.E. (2021) Landslides at the North-Western Black Sea Coast (Ukraine) and the Engineering & Geological Effectiveness of Landslide Prevention Works. Third EAGE Workshop on Assessment of Landslide Hazards

- and Impact on Communities, Sep 2021, Volume 2021, p.1 – 5.
2. Bida S.V., Kuts O.V., Pidriyko K.V. (2014). Osoblyvosti vynyknennya ta rozvytku zsvnykh protsesiv na skhylakh, skladykh lesovydnymy vidkladamy. [Features emergence and development of landslides on the slopes, composed of loess sediment]. *Journal of Geology, Geography and Geoecology: DNU*, 22(3/2): 162-167 (in Ukrainian).
 3. Petrenko E.Y. (2019). Doslidzhennya aktyvizatsiyi deformatsiy osnovy na zsvonebezpechnykh skhylakh pry tekhnohenniy diyi. [Investigation of activation of base deformations on landslide hazardous slopes with anthropogenic action]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchyy naukovotekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 39: 41-55 (in Ukrainian).
 4. Boyko I.P., Skochko L.O., Khoronzhevskiy M.V. (2021). Identyfikatsiya parametriv gruntiv na osnovi rezul'tativ pryrodnykh vyprobuvan' pal'. [Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchyy naukovotekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 42: 9-18 (in Ukrainian).
 5. Nosenko V.S., Skochko L.O., Malaman A.R. (2021). Otsinka stiykosti skhylyu z vykorystanniam riznykh rozrakhunkovykh metodiv. [Comparative assessment of the slope stability using different calculation methods]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchyy naukovotekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 43: 40-51 (in Ukrainian).

Identification of soil strength parameters for assessing stability of a sliding slope

Viktor Nosenko
Tatiana Dyptan
Dmytro Nechyporenko

Summary. The article presents the results of assessment of stability of the sliding slope, which was performed with the use methods of limit equilibrium and numerical modeling of the stress-strained state of the slope soils.

It is obvious that usage of soil strength parameters c and φ without their clarification (identification) can lead to an overestimation of the value of the safety factor and thus slopes will be mistakenly classified as stable.

The choice of the correct soil parameters is a key factor in the calculations in order to obtain calculated slip surfaces close to the actually recorded ones.

The object of the study is an artificial landscape massif located on a slope. The site has the shape of an amphitheater in the form of stairs that occupy half of the entire area in the central part and sloping surfaces at the edges. The radius of the upper face is 42.20 m, the lower face is 21.95 m. The total number of steps is six. The absolute mark of the first step is 289.00 m, the mark of the bottom of the amphitheater is 280.00 m.

During construction works related to the formation of a stepped landform of the landmass, a landslide happened on the territory of the object, therefore, during the calculation of the stability of the slope, the main task was to choose the correct values of c and φ so that the modeling results coincide with the data of field observations and on the basis of these data, it would be later on possible to make reasonable engineering decisions about measures to stabilize the slope and ensure its stability at the stage of operation.

To assess stability of the slope, a series of calculations was performed in the initial (natural) state and in the current state with characteristics changed due to wetting.

Soil parameters were identified on the basis of engineering and geological investigations. As a result of specifying the strength parameters, the coefficients of the stability were determined, which reflect the ultimate equilibrium of the slope, which corresponds to the real picture in the area. For numerical modeling, the initial stability coefficients had the following values: for 3 steps $K=2.396$; with complete excavation $K=1.428$. After adjusting c and φ , they decreased by 2.3 times and 1.4 times, respectively. A similar situation occurred for the assessment of slope stability using the limit equilibrium method. For three steps, the initial coefficient $K=2.70$ decreased by 2.5 times; with complete excavation, $K=1.54$ decreased by 1.5 times.

Keywords. slope stability, slide, coefficient of stability, numerical simulation.

Практика влаштування більш глибокого котловану за рівень підшви фундаментів навколишніх будівель

Юрій Винников¹, Мкртіч Акопян²

^{1,2} Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

24, просп. Першотравневий, м. Полтава, Україна, 36011

¹ vynnykov@ukr.net, <https://orcid.org/0000-0003-2164-9936>

² armenia3579@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0002-5271-6639>

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.28-37

Анотація. За результатами комплексних експериментально-теоретичних досліджень за умов замклого лесованого масиву обґрунтовано й апробовано на практиці раціональне конструктивно-технологічне рішення улаштування огороження більш глибокого котловану під наводобудову, ніж глибина закладення стрічкових фундаментів навколишніх будівель, при забезпеченні нормативних обмежень щодо додаткових осідань основ цих будівель.

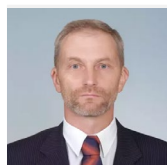
Доведено, що за рахунок улаштування огороження котловану зі шпунтових паль (двутавр №30) з кроком 1 м, а між ними дерев'яної забірки, стадійності виймання ґрунту на початкових стадіях під захистом ґрунтової берми, а надалі – з встановленням обв'язувальної балки, розкосів, підкосів і поступовим підведенням підлоги й зовнішньої стіни паркінгу новобудови, додаткові осідання існуючих об'єктів не перевищили допустимих за нормами величин.

Викладено результати тривалих геодезичних спостережень за деформаціями основ будівель, які знаходяться в зоні впливу котловану новобудови, на різних стадіях улаштування його огороження.

Встановлено задовільну збіжність (відносна похибка не перевищила 20%) результатів моделювання у плоскій постановці методом скінчених елементів (МСЕ) із застосуванням пружно-пластичної моделі ґрунту системи «основа – фундамент існуючої будівлі – огороження котловану» і натурних досліджень.

Наведено приклади результатів моделювання МСЕ деформацій ґрунтового масиву на різних стадіях улаштування огороження котловану.

Встановлено, що при влаштуванні найбільшій горизонтальній переміщенню огороження



Юрій Винников
завідувач кафедри буріння та геології, д.т.н., проф.



Мкртіч Акопян
аспірант кафедри будівництва та цивільної інженерії

котловану змінюються від 8 до 23 мм у зоні існуючих будівель. Максимальні вертикальні переміщення основ фундаментів цих будівель склали до 10 мм, що не перевищує допустимих за нормами величин.

Визначено перспективи подальших досліджень щодо оцінювання рівня надійності огороження котловану шляхом визначення параметрів мінливості складових системи «основа – фундамент існуючої будівлі – огороження котловану».

Ключові слова. Огороження котловану, замочка лесована основа, пальовий фундамент, фундамент на природній основі, осідання, напружено-деформований стан, метод скінчених елементів, шпунтова паля, ґрунтова берма, обв'язувальна балка.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Світова практика зведення й експлуатації будівель і споруд за умов щільної міської забудови доводить, що майже завжди має місце небезпека нерівномірних деформацій основ існуючих будівель і споруд через нове будівництво [1, 2]. Є сенс згадати класичні

випадки впливу нового будівництва на розвиток додаткових деформацій основ існуючих будівель [3-7]:

- видавлювання ґрунту з-під підосви існуючих фундаментів, зведених на природній основі, вбік котловану під новобудову;

- локальне замокання просадочного масиву з боку цього котловану;

- проморожування несучого шару ґрунту існуючих фундаментів після відкопування поряд з ними котловану під новобудову;

- додаткове ущільнення основи фундаментів існуючих будівель від навантаження, викликаного новобудовою;

- розвиток негативного тертя за бічною поверхнею паль фундаментів існуючої будівлі від впливу новобудови, тощо.

При цьому граничні додаткові деформації основ будівель, які попадають до зони впливу котлованів під новобудову, залежать від типу цих об'єктів і категорії їх технічного стану [1, 2].

Отже, актуальною залишається проблема удосконалення проектування та ведення робіт у більш глибокому котловані під новобудову, ніж глибина закладення фундаментів навколишніх будівель, за мінімальних витрат на захисні заходи.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

При проектуванні основ і фундаментів новобудов за умов щільної міської забудови оцінюють вплив нового будівництва на напружено-деформований стан (НДС) навколишнього масиву, зокрема, й основ і фундаментів навколишніх об'єктів. Якщо розкриття котлованів з вільними відкосами під новобудову не можливо обґрунтувати аналітичними чи чисельними розрахунками [1-7], то враховуючи інженерно-геологічні й гідрогеологічні умови ділянки, технічний стан існуючих будівель, конструктивні, організаційно-технологічні, економічні та інші чинники, приймають огороження котлованів різних видів і технологій [8-15], найбільш популярні з яких наступні:

- різні варіанти шпунтового огороження (як-то, тонкі дерев'яні, металеві, пластикові, залізобетонні, плоскі чи профільні підпірні

стілки, стійкість яких забезпечує глибоке замурування в «надійний» шар ґрунту чи вони – спільно з розкріпленням розпірками, підкосами, ґрунтовими анкерами і т. ін.). В якості позитивного доповнення до такого огороження, зокрема, у слабких ґрунтах, зарекомендували себе утримуючі берми й розвантажувальні траншеї. Однак, цей варіант має обмеження за глибиною котлованів до 5-6 м;

- огороження з ґрунтоцементних елементів (ГЦЕ), які зводять за змішувальною технологією чи, так званим, способом струйної цементації (Jet Grouting). Але і в цьому випадку глибину котлованів звичайно обмежують 5-6 м або ж виконують технологічно складне армування ГЦЕ;

- огороження, влаштовані способом «стіна в ґрунті», що дає можливість проходити котловани значної глибини;

- огороження з буродотичних чи буросікучих паль, яке також дає можливість створювати котловани значної глибини;

- застосування сучасної технології Top-Down (вертикальні елементи огороження влаштовують за технологією «стіна в ґрунті» з буродотичних чи буросікучих паль) і т. ін., яка відкрила можливості влаштовувати найбільш глибокі котловани, у т. ч. за умов щільної міської забудови та потужної товщі слабких ґрунтів. Однак, цей варіант потребує і найбільш розвиненої технічної та технологічної складових.

Практика також показала, що виникають додаткові складності при улаштуванні огороження котловану, більш глибокого за глибину закладення фундаментів існуючих будівель. Зокрема, автори у цьому випадку оцінювали НДС системи «основа – фундамент існуючої будівлі – огороження котловану» шляхом моделювання у плоскій постановці (2D) методом скінченних елементів (МСЕ) із застосуванням пружно-пластичної моделі ґрунту з критерієм міцності Кулона – Мора [15].

Слід додати, що раніше за участю авторів було удосконалено систему геотехнічного моніторингу за улаштуванням котловану новобудови поруч з існуючими будівлями, до складу якої входять і геодезичні виміри їх додаткових осідань у часі [16].

МЕТА РОБОТИ

Тому за мету роботи прийнято – за умов замклого лесованого масиву шляхом експериментально-теоретичних досліджень обгрунтувати й апробувати на практиці раціональне конструктивно-технологічне рішення улаштування огороження більш глибокого котловану під новобудову, ніж глибина закладення стрічкових фундаментів навколишніх будівель, при забезпеченні нормативних обмежень щодо додаткових осідань основ цих будівель.

Для досягнення прийнятої мети роботи вирішувались наступні задачі:

- оцінити вплив нового будівництва на деформації існуючої оточуючої забудови;
- всебічно обгрунтувати конструктивні й організаційно-технологічні заходи, зокрема й стадійність відкопування котловану щодо мінімізації впливу нового будівництва на стан навколишніх будівель;
- розрахувати міцність і деформативність елементів огороження котловану з урахуванням мінливості фактичних геометричних її параметрів;
- регулярними геодезичними спосереженнями зафіксувати додаткові осідання основ будинків, поруч з якими відрито котлован, більш глибокий, ніж глибина закладення їх фундаментів;
- оцінити достовірність прогнозу додаткових осідань основ існуючих будівель від впливу влаштування котловану порівнянням даних тривалих спостережень і моделювання МСЕ із застосуванням пружно-пластичної моделі ґрунту.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ситуаційну схему ділянки подано на Рис. 1. Згідно проекту новобудова являє собою восьмиповерхову житлову будівлю з підземним паркінгом глибиною понад 4 м, яка має дві секції, розділені деформаційним швом. Фундамент будівлі – палі С140.35-8, об'єднані стрічковим ростверком під стіни й окремими ростверками під колони. Її підвал і перший поверх мають монолітний залізобетонний каркас. Секція, розташована вздовж вул. Ватутіна, зводиться на відстані 0,5 м до

існуючої житлової п'ятиповерхової будівлі з мансардним і підвальним поверхами (вул. Ватутіна, 9/68). Конструктивна схема цієї будівлі – поздовжні несучі стіни з керамічної цегли, а її фундаменти та цоколь – зі збірних залізобетонних елементів.

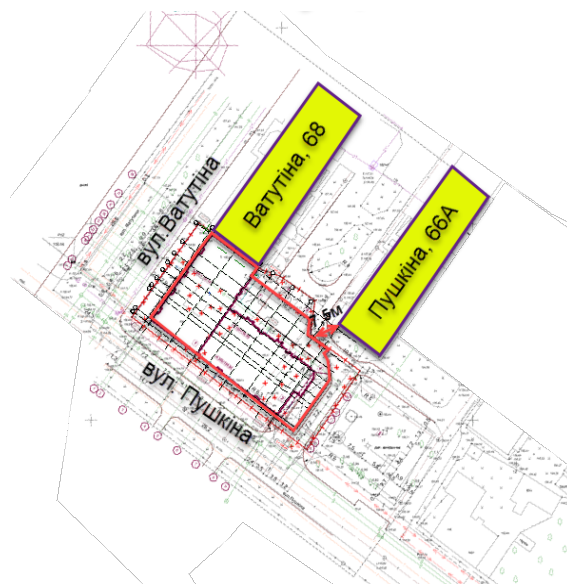


Рис.1. Ситуаційна схема ділянки в плані
Fig.1. Situation scheme of the plot in the plan

Друга секція новобудови розташована уздовж вул. Пушкіна і підходить на відстань 7,5 м несучими й огорожувальними конструкціями до іншої існуючої житлової будівлі (вул. Пушкіна, 66а). Конструктивна схема цієї будівлі – поздовжні несучі стіни з блоків (цегла й розчин) заводського виготовлення. Її фундаменти – з монолітного залізобетону, а цоколь – з бутового каменю.

У геоморфологічному відношенні ділянку приурочено до Полтавського лесового плато. Потужність лесової товщі в межах ділянки не перевищує 8.0 м. До глибини 20.0 м розташовані суглинки важкі пілуваті, тугопластичні та суглинки легкі пілуваті, текучі, текучопластичні й тугопластичні, а також глина легка пілувата, напівтверда. Шари ґрунтів у цілому витримані за глибиною та площею масиву. Рівень ґрунтових вод склав 4.2 м від земної поверхні (орієнтовно на рівні дна майбутнього котловану). Можливе підняття рівня ґрунтових вод на 2.0 м.

За категорією технічного стану існуючих будівель було обмежено додаткові осідання

їх основ від впливу новобудови [1] для будинків: по вул. Ватутіна, 9/68 – 20 мм; по вул. Пушкіна, 66а – 15 мм, – а також відносна нерівномірність осідань – 0.0015.

На Рис. 2 показано перерізи найбільшого впливу новобудови на ці об'єкти.

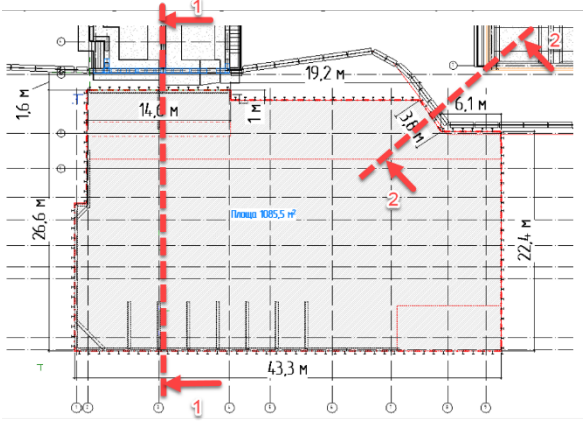


Рис.2. Схема розрахункових перерізів
Fig.2. Scheme of calculated sections

В якості прикладу розглянемо результати окремих, але достатньо характерних розрахунків огороження котловану, впливу новобудови на існуючу забудову, перевірок деформацій при влаштуванні котловану й підземної частини новобудови за перерізом 1-1 (через будинок по вул. Ватутіна, 9/68). Зокрема, його фундаменти відстають від краю котловану на 0.5-0.8 м, а глибина котловану в цьому перерізі складає 4.8 м (Рис. 3).

Просторовий вигляд котловану та його огороження подано на Рис. 4.

Щоб знизити тиск на огороження було скорочено його глибину проходженням, так званого, «піонерного» котловану глибиною 1.8 м поблизу будівлі. Вздовж будівлі вибрано майже всю насипну товщу ґрунту. З дна цього котловану вдавлювали вертикальні елементи огороження (двотаври 30Ш1 довжиною 10 м, з кроком 1.0-1.5 м), між якими створювали дерев'яну забірку та з'єднували об'язувальною балкою.

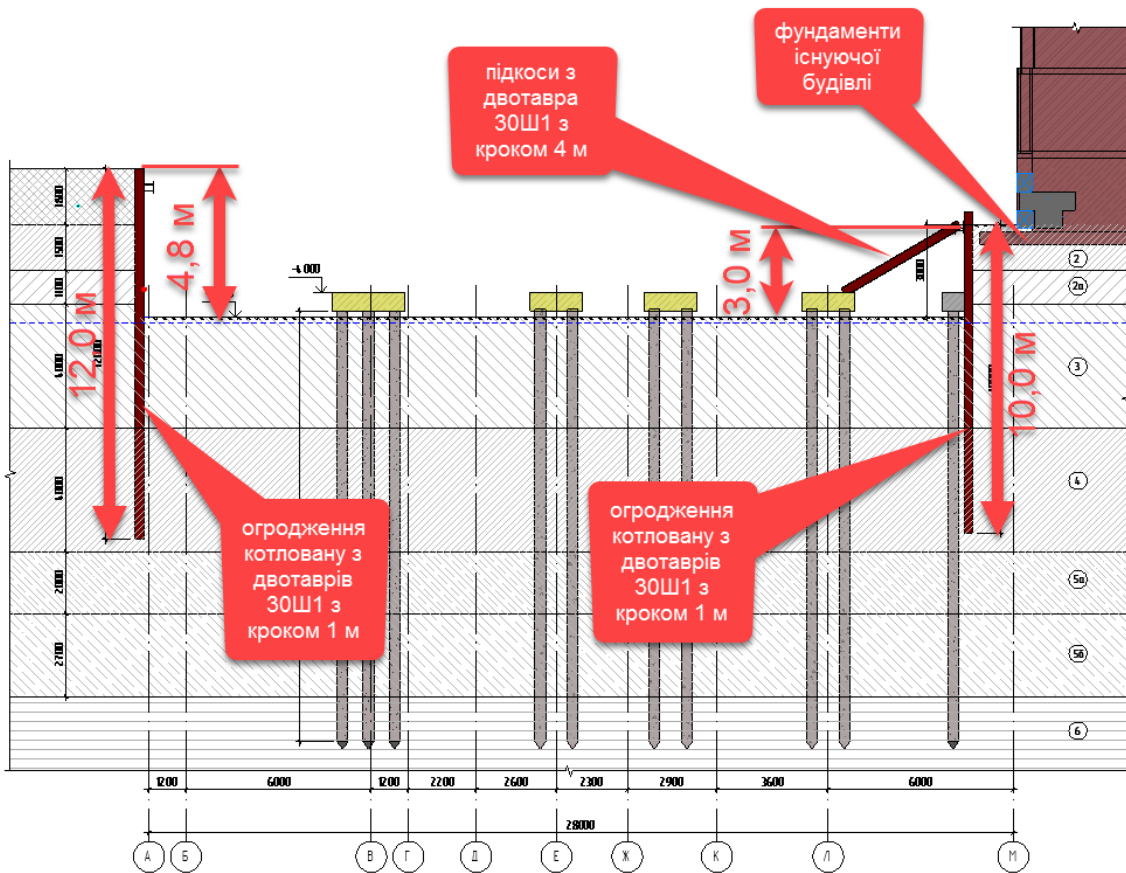


Рис.3. Переріз 1-1 (існуюча п'ятиповерхова будівля з мансардним і підвальним поверхами та баштовий кран для новобудови вздовж осі «А»)

Fig.3. Section 1-1 (existing five-story building with attic and basement floors and tower crane for new building along axis "A")

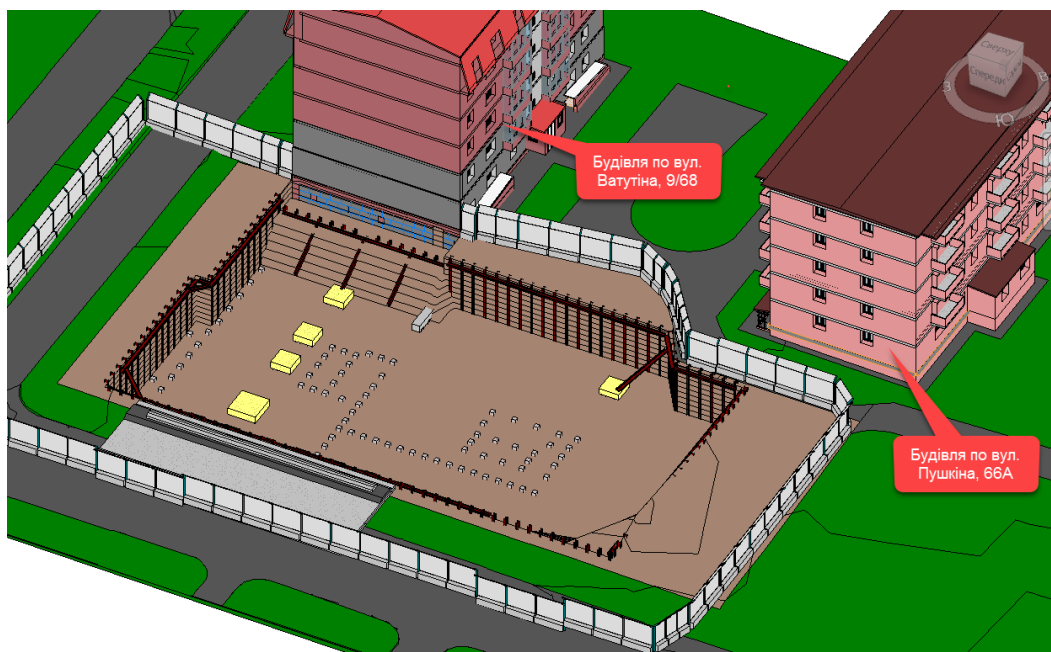


Fig.4. Просторовий вигляд котловану та його огороження

Fig.4. Spatial view of the excavation and its shoring

Таке огороження котловану зводили за наступними стадіями:

перша – задавлювання з поверхні ділянки паль для новобудови (ще до проходження котловану); улаштування за контуром вертикальних елементів огороження котловану крім зони біля будівлі;

друга – проходка «піонерного» котловану на глибину 1.8 м від поверхні; вдавлювання двотаврів огороження між котлованом і фундаментом існуючої будівлі;

третья – відкопування котловану на проектну глибину під захистом ґрунтової берми шириною 3.2 м з відкосом 45 – 50°;

четверта – улаштування у верхній частині огороження (0.5 м від поверхні) об'язувальної розподільчої балки з двотаврів 30Ш1, встановлення підкосів із двотаврів 30Ш1 з кроком 4 м на попередньо встановлені ростверки майбутньої будівлі;

п'ята – зведення стрічкових ростверків під стіну паркінгу, улаштування підлоги паркінгу, яка виконуватиме роль розпірної системи й сприйматиме навантаження від огороження, зведення вертикальних залізобетонні пілонів і стін до рівня підкосів і лише після набору міцності бетоном зняття підкосів і продовження виконання монолітних робіт, тощо.

Аналогічно зводили огороження котловану й у перерізі 2-2.

Розрахунки впливу улаштування котловану за перерізами 1-1 і 2-2 виконано у 2D нелінійній постановці МСЕ, зокрема, використано програмний комплекс для скінчено-елементного аналізу геотехнічних задач. Моделювання системи «основа – фундамент існуючої будівлі – конструкція огороження» виконано із застосуванням добре апробованої для вирішення подібних задач пружно-пластичної моделі ґрунту з критерієм міцності Кулона – Мора. На початковій стадії моделювали вихідний напружений стан від власної ваги ґрунтів основи й існуючих об'єктів, але деформації, які при цьому виникли, обнулялись тому, що цей НДС є вихідним для подальших розрахунків.

Приклади деформацій ґрунтового масиву за 2D моделюванням МСЕ на різних стадіях улаштування огороження котловану в перерізі 1-1 подано на Рис. 5.

Так розрахунком елементів огороження котловану з урахуванням стадійності виймання ґрунту доведено, що огороження слід прийняти зі шпунтових паль (двотаври 30Ш), які слід вдавлювати з кроком 1 м, з улаштуванням між ними дерев'яної заборки.

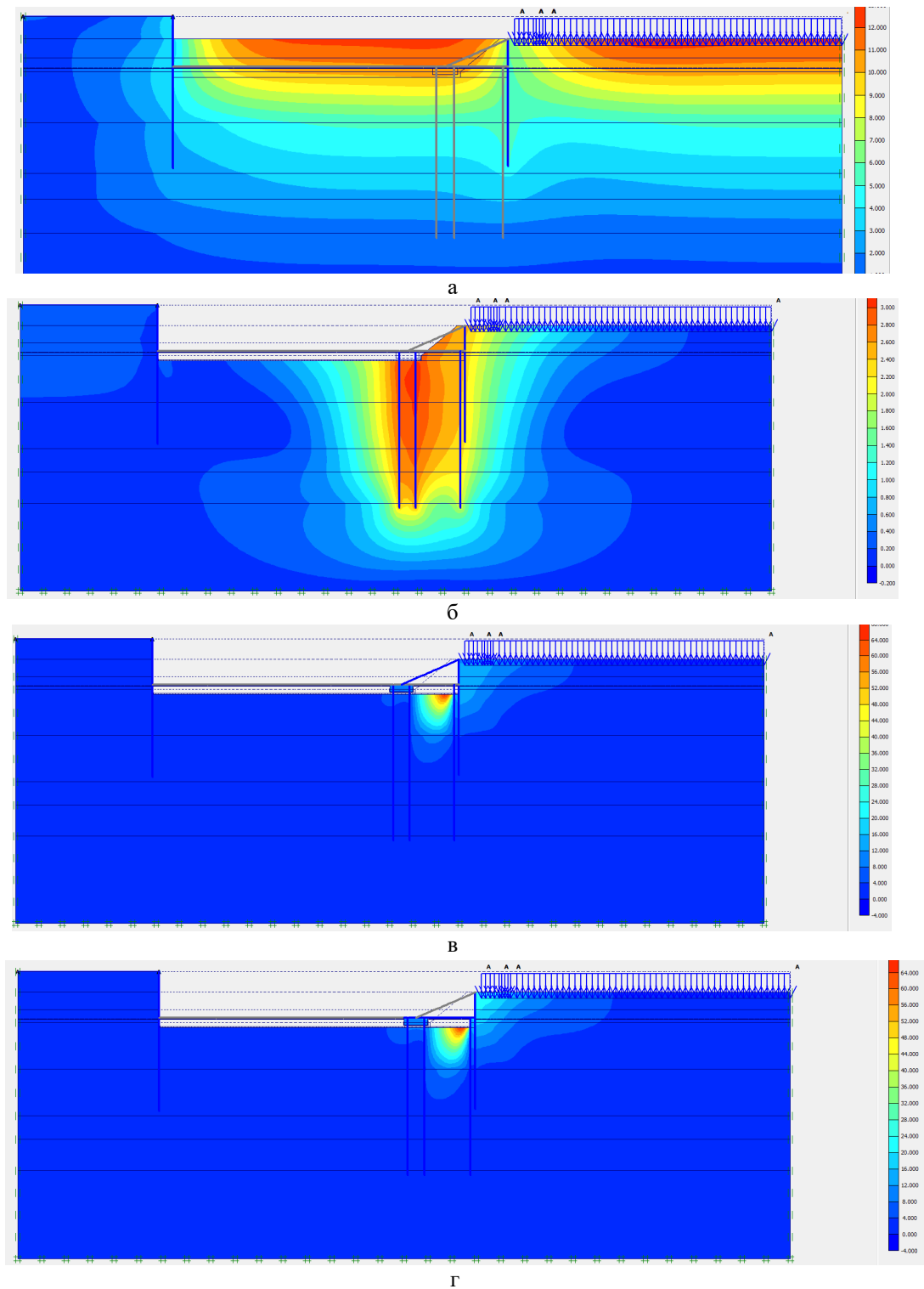


Рис.5. Деформації масиву за моделюванням на стадіях улаштування огороження після: а – проходки «піонерного» котловану (максимальні підняття дна котловану – до 13 мм); б – улаштування котловану під захистом ґрунтової берми (до 3,2 мм на дні котловану); в – улаштування підкосу і зняття ґрунтової берми (до 68 мм на дні котловану від випору ґрунту); г – улаштування підлоги паркінгу і стрічкового ростверку та зняття підкосу (до 68 мм на дні від випору ґрунту)

Fig.5. Massif deformations according to the modeling at the stages of excavation shoring performance: а – execution of the "pioneer" excavation (maximum elevation of the bottom of the pit - up to 13 mm); б – arrangement of the excavation under the protection of the soil berm (up to 3.2 mm at the bottom of the excavation); в – arrangement of a strut and removal of a soil berm (up to 68 mm at the bottom of excavation from soil heaving); д – arrangement of the parking floor and grille and removal of the strut (up to 68 mm)

Для збільшення стійкості та зменшення деформацій вертикальних елементів розробку котловану було передбачено на початкових стадіях під захистом ґрунтової берми, а надалі – з встановленням обв'язувальної балки, розкосів, підкосів і поступовим підведенням підлоги й зовнішньої стіни паркінгу.

Фотографії окремих стадій влаштування огороження котловану наведені на Рис. 6.



а



б



в



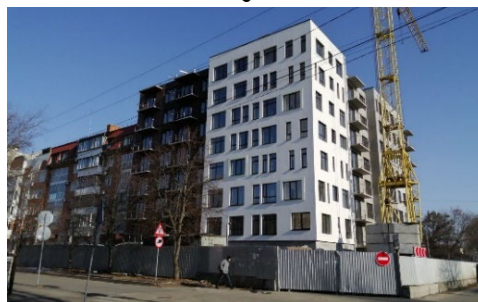
г



д



е



ж

Рис.6. Стадії влаштування котловану поблизу існуючих будівель: а – майданчик до відкопування котловану; б – формування ґрунтової берми біля будівлі; в – влаштування обв'язувальної балки огороження; г – монтаж підкосу між обв'язувальною балкою та новим ростверком; д – влаштування стін до низу обв'язувальної балки; е – влаштування плити перекриття над паркінгом; ж – сучасний вигляд новобудови та прилеглого будинку

Fig.6. Construction stages of a pit near existing buildings: а – a site for excavation of a pit; б – formation of a soil berm near the building; в – installation of the capping beam of the pit fence; д – installation of rakers between the capping beam and the new foundation framework; е – making walls to the bottom of the capping beam; ф – construction of a floor slab above the parking lot; г – modern view of new buildings and adjacent existing building

Для спостереження за додатковими осіданнями основ фундаментів існуючих будівель у межах зони впливу новобудови на рівні цоколів об'єктів було влаштовано 20 стінових марок (9 з них – на будинку по вул. Ватутіна, 9/68, а 11 – на будинку по вул. Пушкіна, 66а). За вихідний стан цих марок було прийнято результати високоточних інструментальних геодезичних вимірювань, виконаних ще до початку улаштування котловану (в червні 2019 р.). При цьому в якості опорної мережі використано репери, закріплені навколо ділянки на об'єктах, що забезпечують їх незмінне положення в часі.

Цикли нівелювання відповідали стадіям улаштування огороження котловану. В результаті зафіксовано такі максимальні значення додаткових осідань основ: для будинку по вул. Ватутіна, 9/68 – 10 мм; для будинку по вул. Пушкіна, 66а – 13 мм. Отже, фактичні додаткові осідання основ існуючих будівель від впливу новобудови не перевищили нормативні обмеження, що відповідають категорії їх технічного стану.

Також встановлено, що відносна похибка між результатами розрахунку додаткових осідань основ існуючих будівель від впливу влаштування котловану шляхом 2D моделюванням МСЕ із застосуванням пружно-пластичної моделі ґрунту та натурних досліджень не перевищила 20%.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отже, за результатами комплексних експериментально-теоретичних досліджень конструктивно-технологічного рішення улаштування огороження більш глибокого котловану під новобудову, ніж глибина закладення стрічкових фундаментів навколишніх будівель, за умов замклого лесованого масиву встановлено наступне.

1. Комплексне технологічно-конструктивне рішення улаштування огороження котловану: зі шпунтових паль; між ними дерев'яної забірки; стадійності виймання ґрунту на початкових стадіях під захистом ґрунтової берми, а надалі – з встановленням обов'язувальної балки, розкосів, підкосів і поступовим підведенням підлоги й

зовнішньої стіни паркінгу новобудови, – забезпечило виконання нормативних вимог щодо неперевершення додатковими осіданнями основ існуючих будівель гранично допустимих величин.

2. Геодезичними спостереженнями за натурними об'єктами доведено, що за цього технологічно-конструктивного рішення фактичні додаткові осідання основ існуючих будівель від впливу новобудови не перевищили нормативні обмеження, що відповідають категорії їх технічного стану.

3. Доведено достатню достовірність прогнозу додаткових осідань основ будівель від впливу влаштування котловану шляхом 2D моделюванням МСЕ із застосуванням пружно-пластичної моделі ґрунту.

На наш погляд, мають цікаві перспективи подальші дослідження щодо оцінювання рівня надійності огороження котловану шляхом визначення параметрів мінливості складових системи «основа – фундамент існуючої будівлі – огороження котловану».

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. – К.: Мінрегіонбуд, 2018. – 40 с.
2. ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014. Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд. – [Чинний від 2015-10-01]. – К.: Мінрегіон України, 2015. – 114 с.
3. Chang – Yu Ou. Deep Excavation. Theory and Practice / Ou. Chang – Yu. – London: CRC Press. – 2006. – 552 p.
4. Бойко І.П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І.П. Бойко, В.С. Носенко // *Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)*. – Т.1. Полтава: ПолтНТУ. 2012. Вип. 4(34). – С. 54-60.
5. Katzenbach R. Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures / R. Katzenbach, S. Leppla, M. Seip, S. Kurze // *Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. Edinburg. – 2015. – p. 601-606.
6. Poulos H.G. Tall building foundation design / H.G. Poulos. – Boca Raton: CRC Press. – 2017. – 560 p.
7. Cheng Y.M. Analysis, Design and Construction of Foundations / Y.M. Cheng,

- C.W. Law, L. Liu. –London: CRC Press. – 2021 – 610 p.
8. Pinto A. FPM41 high rise building in central Lisbon: innovative solutions for a deep and complex excavation / A. Pinto, C. Fartaria, X. Pita, R. Tomásio // *Proc. of 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Seoul: COEX. – 2017. – p. 2029-2032.
 9. Kryvosheiev P. Innovative projects in difficult soil conditions using artificial foundation and base, arranged without soil excavation / P. Kryvosheiev, G. Farenjuk, V. Tytarenko, I. Boyko, M. Kornienko, M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Siedin, V. Shokarev, V. Krysan // *Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Seoul: COEX. – 2017. – p. 3007-3010.
 10. Akçakal O. Decision process for selection of the toe improvement pattern in retaining structures - Case studies / O. Akçakal, B. Kocak, N. Veilsglu, O. Sevim, H. Kulaç // *Proc. of 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society. 2022. – V. 2. – p. 4111-4114.
 11. Yeow H-C. Case histories of deep excavation in London Clay and limit states design in accordance with Eurocode 7 using advanced soil model / H-C. Yeow // *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society. 2022. – V. 2. – p. 1031-1036.
 12. Capa V.E. Experimental and numerical study on the behavior of soil nailing excavations in volcanic soils / V.E. Capa, P.A. Calderón, F.J. Torrijo // *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society. 2022. – V. 2. – p. 639-644.
 13. Madrid R. On the use of elasto-plastic models with hardening for excavations on the gravel of Lima / R. Madrid, Y. Gomez // *Proc. of 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society. 2022. – V. 2. – p. 835-844.
 14. Lai W.T. Performance of deep excavation using island method- temporary berms and buttress wall retaining system / W.T. Lai, Q.Y. Ye, H. Qu, C. Veeresh // *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society. 2022. – V. 2. – p. 775-780.
 15. Vynnykov Yu.L. Efficient foundation pits solutions for restrained urban conditions / Yu.L. Vynnykov, M.O. Kharchenko, M. Akopian, A. Aniskin // *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. – Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. – 2021. – Is. 1(56)'. – p. 65-75.
 16. Винников Ю.Л. Геотехнічний моніторинг улаштування котловану новобудови поруч з існуючими будівлями / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Д.А. Єрмоленко, М.К. Акоп'ян // *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: збірник наук. праць Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна*. – 2022. – №22. – С. 12-26.

REFERENCES

1. DBN V.2.1-10:2018. (2018). *Osnovy i fundamentey budivel ta sporud*. Kyiv: Minrehionbud, 40 (in Ukrainian).
2. DSTU-N B V.2.1-32:2014. (2015). *Nastanova z proektuvannya kotlovaniv dlya ulashtuvannya fundamentiv i zahlyblynykh sporud*. Kyiv: Minrehionbud (in Ukrainian).
3. Chang – Yu Ou. (2006). *Deep Excavation. Theory and Practice*. London: CRC Press, 552.
4. Boyko I.P., Nosenko V.S. (2012). *Vplyv poslidovnosti zvedennya sumizhnykh sektsiy vysotnoho budynku na pererozpodil zusyly u pal'ovykh fundamentakh [Influence of the erection sequence of adjacent sections of a high-rise building on the redistribution of forces in pile foundations]*. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava: PoltNTU. 4(34). Vol.1, 54-60 (in Ukrainian).
5. Katzenbach R., Leppla S., Seip M., Kurze S. (2015). *Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures*. *Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. Edinburg, 601-606.
6. Poulos H.G. (2017). *Tall building foundation design*. Boca Raton: CRC Press, 560.
7. Cheng Y.M., Law C.W., Liu L. (2021). *Analysis, Design and Construction of Foundations*. London: CRC Press, 2021, 610.
8. Pinto A., Fartaria C., Pita X., Tomásio R. (2017). *FPM41 high rise building in central Lisbon: innovative solutions for a deep and complex excavation*. *Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Seoul, 2029-2032.
9. Kryvosheiev P., Farenjuk G., Tytarenko V., Boyko I., Kornienko M., Zotsenko M., Vynnykov Yu., Siedin V., Shokarev V., Krysan V. (2017). *Innovative projects in difficult soil conditions using artificial foundation and base, arranged without soil excavation*. *Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics*

- and Geotechnical Engineering*. Seoul. 3007-3010.
10. Akçakal O., Kocak B., Veilsglu N., Sevim O., Kulac H. (2022). Decision process for selection of the toe improvement pattern in retaining structures - Case studies. *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society. 2, 4111-4114.
 11. Yeow H-C. (2022). Case histories of deep excavation in London Clay and limit states design in accordance with Eurocode 7 using advanced soil model. *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney. 2, 1031-1036.
 12. Capa V.E., Calderón P.A., Torrijo F.J. (2022). Experimental and numerical study on the behavior of soil nailing excavations in volcanic soils. *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney. 2, 639-644.
 13. Madrid R., Gomez Y. (2022). On the use of elasto-plastic models with hardening for excavations on the gravel of Lima. *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney. 2, 835-844.
 14. Lai W.T., Ye Q.Y., Qu H., Veeresh C. (2022). Performance of deep excavation using island method- temporary berms and buttress wall retaining system. *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney. 2, 775-780.
 15. Vynnykov Yu.L., Kharchenko M.O., Akopian M.K., Aniskin A. (2021). Efficient foundation pits solutions for restrained urban conditions. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. 1(56)', 65-75.
 16. Vynnykov Yu.L., Kharchenko M.O., Yermolenko D.A., Akopian M.K. (2022). Heotekhnichnyy monitorynh ulashtuvannya kotlovanu novobudovy poruch z isnuyuchymy budivlyamy [Geotechnical monitoring of arrangement of the excavation of new building near existing buildings]. *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*. Dnipro: DNUZT, 22, 12-26 (in Ukrainian).

The practice of arranging a pit deeper than the level of the soles of the foundations of the surrounding buildings

*Yuriy Vynnykov,
Mkrtich Akopian*

Summary. A rational constructive-technological decision to arrange a fence of a deeper pit for a new building than the depth of laying strip foundations of the surrounding buildings has been substantiated and tested in practice. The decision to arrange the fence was tested based on the results of complex experimental and theoretical studies under the conditions of a wet loess massif. At same time, regulatory restrictions on additional subsidence of these buildings foundations are provided. It has been proven that the additional subsidence of existing objects did not exceed the permissible values according to the norms. This happened due to the arrangement of the pit fence, the phasing of soil extraction in the initial stages under of the soil berm protection. The technology provided for the construction of a pit fence with sheet piling (I-beam No. 30) with a step of 1 m, with timber lagging between them. Then they installed the capping beam, struts, rakers and gradually raised the floor and outer wall of the parking lot of the new building.

The results of long-term geodetic observations of the foundations deformations of buildings located in the zone of the pit influence of the new building at various construction stages of its enclosure are described.

Sufficient convergence of the simulation results in the plane condition using the FEM and field studies was determined (the relative error did not exceed 20%). An elastic-plastic soil model of the "basement - foundations of an existing building - pit enclosure" system was used for modeling.

The article describes examples of the results of FEM modeling of soil massif deformations at various stages of pit fence construction.

It was determined that during construction the largest horizontal movements of the pit fence vary from 8 to 23 mm in the area of existing buildings. The maximum vertical movements of the bases foundations of these buildings amounted to 10 mm, which does not exceed the permissible values according to the norms.

Prospects for further research on assessing the level of reliability of the pit enclosure by determining the variability parameters of the components of the system "foundation - foundation of the existing building - pit enclosure" have been determined.

Key words. Excavation shoring, soaked loess, pile foundation, spread foundation, base settlement, stress-strain state, finite element method, sheet piling, soil berm, capping beam.

Польові дослідження напруженого стану системи «грунтова основа – комбінований пальово-плитний фундамент» багатофункціонального комплексу у місті Харкові

Олександр Самородов¹, Сергій Табачников², Олексій Дитюк³, Олександр Бондар⁴

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова

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

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

²s.v.tabachnikov@ukr.net, orcid.org/0000-0002-2619-8612

³oleksii.dytiuk@kname.edu.ua, orcid.org/0000-0001-8363-6132

⁴oleksandr.bondar2@kname.edu.ua

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.38-48

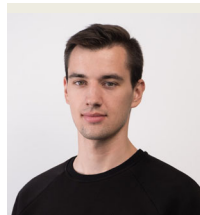
Анотація. В проектах будівель та споруд в останнє двадцятип'ятиріччя в світовій практиці все частіше застосовується так званий комбінований пальово-плитний фундамент (КППФ), для якого при проектуванні та розрахунках приймають, що розрахункове навантаження від будівлі розподіляється між палями і плитою ростверку, допускаючи до 50% включення в роботу (опір) плитного ростверку. У рамках науково-технічного супроводу [1-8] будівельного об'єкту здійснено інструментальний автоматизований моніторинг напруженого стану системи «грунтова основа – комбінований пальово-плитний фундамент» багатофункціонального комплексу по вул. Пушкінській, 2 у м. Харкові (Україна). Будівля має 7 поверхів та антресольний поверх, з них 2 поверхи підземного паркінгу, 5 поверхів торгівельно-розважальної зони. На перших 2-х поверхах розташований паркінг. Будівельна система являє собою монолітний залізобетонний каркас із безригельними плитами перекриття. Фундамент будівлі комбінований пальово-плитний із зосередженням бурових паль під несучими елементами каркасу. Грунтова основа представлена четвертинними алювіально-делювіальними відкладеннями – суглинками та пісками. У рамках реалізації проекту під час виконання будівельних робіт нульового циклу було встановлено 23 датчики двох типів: тензometri (Geosense, Англія) для визначення напружень у стволах бурових паль та у верхній і нижній сітках армування плити ростверку та датчики тиску (реакції) ґрунту (Geokon, США), які розміщувалися під подошвою плити рост-



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



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



Олексій Дитюк
аспірант кафедри
геотехніки, підземних споруд та
гідротехнічного будівництва



Олександр Бондар
аспірант кафедри
геотехніки, підземних споруд та
гідротехнічного будівництва

верку. Результати моніторингу показали, що реактивний тиск ґрунтової основи під плитою ростверку не перевищує тиску від власної ваги плити ростверку ($\approx 25 \text{ kN/m}^2$), що свідчить про відсутність включення в роботу плити ростверку через незначні відносні осідання фунда-

менту. Врахування цього факту при моделюванні системи «основа – фундамент – споруда» та розрахунок у комплексі SOFiSTiK показали якісну та кількісну збіжність значень зусиль в залізобетонних конструкціях комбінованого пальово-плитного фундаменту.

Ключові слова. Комбінований пальово-плитний фундамент, ґрунтова основа, інструментальний автоматизований моніторинг, напружено-деформований стан

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В проектах будівель та споруд в останнє двадцятип'ятиріччя в світовій практиці все частіше застосовується так званий комбінований пальово-плитний фундамент (КППФ), для якого при проектуванні та розрахунках приймають, що розрахункове навантаження від будівлі розподіляється між палями і плитою ростверку, допускаючи до 50% включення в роботу (опір) плитного ростверку. Вибір ефективних рішень таких фундаментів залежить від багатьох факторів: особливостей ґрунтових умов, параметрів палей і кроку між ними, жорсткості плити, і характеру взаємодії між палями, плитою і ґрунтовою основою, а також вибором моделі ґрунтової основи та її параметрів. Відтак моделювання та розрахунок системи «основа – КППФ – споруда» можливий тільки за допомогою чисельних методів, що реалізовані в потужних розрахункових комплексах типу SOFiSTiK, ABAQUS та ін., де приймаються різні індивідуальні підходи до моделювання таких систем зі значною кількістю припущень, які, як правило, не мають обґрунтованої експериментальної бази щодо реального опору ґрунтової основи під плитою ростверку.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах багатьох науковців [10-14, 17] висвітлюється результати досліджень напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій та ґрунтових основ на підставі виконання інструментального моніторингу будівель та споруд.

МЕТА РОБОТИ

Основною метою даної роботи є проведення інструментальних автоматизованих спостережень за зміною напруженого стану системи ««ґрунтова основа – комбінований пальово-плитний фундамент»» в процесі будівництва та експлуатації об'єкту для вибору моделі ґрунтової основи та ідентифікації її параметрів при моделювання адекватної взаємодії системи «основа – фундамент - споруда».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єкт дослідження - торгівельно-розважальний комплекс «NIKOLSKY», що розташований по вул. Пушкінській, 2 у місті Харкові (Україна). Девелопер – Budhouse Group (Київ, Україна). Проектувальник - ТОВ "Інженерне бюро професора Катценбаха та партнери-Україна" (Київ, Україна). Комплекс робіт із розробки, організації, проведення та обробки даних інструментального автоматизованого моніторингу виконані за участю та підтримкою ТОВ «Спецтехмоніторинг» (м. Київ, Україна; ген. директор Щучик Е.С.), ПП «Пайл Тест Системс» (м. Харків, Україна; керуючий співзасновник Самородов О.В.) та к.т.н. Убийвовка А.В.

Будівельний об'єкт представляє собою будівлю, що має в плані складну конфігурацію в цифрових осях 1÷22 та буквених осях А÷П з розмірами у плані 180,6×103,2м. Будівля має 7 поверхів та антресольний поверх, з них 2 поверхи підземного паркінгу, 5 поверхів торгівельно-розважальної зони. На перших 2-х поверхах розташований паркінг. Висота поверхів приміщень паркінгу – 3,3, 4,07, 6,0 м. Висота підземних поверхів – 5,7 м. Вертикальний зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою сходів і ліфтів.

Конструктивна система будівлі комбінована – каркасно-діафрагмова.

Конструктивна схема перекриття – монолітне безригельне.

Будівельна система – каркасна, з залізобетонними монолітними перекриттями.

Просторова жорсткість будинку забезпечується за рахунок роботи горизонтальних і вертикальних несучих конструкцій будинку – колон каркасу, монолітних перекриттів, і монолітних сходових клітин, діафрагм жорсткості та ліфтових шахт.

Каркас будівлі виконується з монолітного залізобетону.

Ступінь вогнестійкості будинку – II.

Зовнішні стіни – вентиляований фасад та

скло. Зовнішнє облицювання будинку: стіни виконані фасадною системою вентиляційний фасад та вітражними системами.

Покрівля по периметру має перепади висот, на частині покрівлі влаштований скляний купол, висотою 8м.

Деякі фото загальних видів будівлі в процесі будівництва представлені на Рис. 1-2.



Рис.1. Загальні види будівельного об'єкту (2013-2015 рр.).

Fig.1. General views of the construction project (2013 to 2015).



Рис.2. Загальні види будівельного об'єкту (2020 р.).

Fig.2. General view of the construction project (2020).

Грунтова основа представлена четвертинними алювіально-делювіальними відкладеннями – суглинками та пісками.

Гідрогеологічні умови території характеризуються наявністю високого постійного водоносного горизонту. Неприятливі фізико-геологічні процеси та явища в межах території не спостерігаються.

Фундамент об'єкту – комбінований пал'ово-плитний з концентрацією бурових

палей різних діаметрів ($d=1,0\text{м}$; $d=1,2\text{м}$ та $d=1,5\text{м}$) довжиною $l \approx 25\text{м}$ під колонами та діафрагмами жорсткості будівлі. Товщина плити складає $1,0\text{м}$. Також в роботу нового фундаменту були включені існуючі «короткі» бурові екційні палі довжиною $l \approx 15,5\text{м}$ діаметром $d=0,62\text{м}$, що були виконані для попереднього проекту будівлі.

Грунтовою основою комбінованого пал'ово-плитного фундаменту є:

- для довгих паль довжиною $l \approx 25\text{м}$ ($d=1,0\text{м}$; $d=1,18\text{м}$ та $d=1,5\text{м}$) ґрунти ІГЕ-5а – пісок пілуватий, щільний з наступними розрахунковими фізико-механічними характеристиками:

- кут внутрішнього тертя – $\varphi_{II}=33^{\circ}$;
- питоме зчеплення – $c_{II}=0,006\text{МПа}$;
- питома вага у водонасиченому стані – $20,30\text{кН/м}^3$;
- модуль деформації у водонасиченому стані – $E=26,3\text{МПа}$.

- для «коротких» паль довжиною $l \approx 15,5\text{м}$ ($d=0,62\text{м}$) ґрунти ІГЕ-8 – глини голубовато-сірі, алевритисті, твердої консистенції з наступними розрахунковими фізико-механічними характеристиками:

- кут внутрішнього тертя – $\varphi_{II}=24^{\circ}$;
- питоме зчеплення – $c_{II}=0,045\text{МПа}$;

- питома вага у водонасиченому стані – $17,5\text{кН/м}^3$;

- модуль деформації у водонасиченому стані – $E=22\text{МПа}$.

- під плитою ростверку ґрунти ІГЕ-5 – пісок пілуватий, щільний з наступними розрахунковими фізико-механічними характеристиками:

- кут внутрішнього тертя – $\varphi_{II}=32^{\circ}$;
- питоме зчеплення – $c_{II}=0,005\text{МПа}$;
- питома вага у водонасиченому стані – $18,8\text{кН/м}^3$;
- модуль деформації у водонасиченому стані – $E=22\text{МПа}$.

Схематичне розташування комбінованого пальново-плитного фундаменту об'єкту на інженерно-геологічному розрізі наведено на Рис. 3.

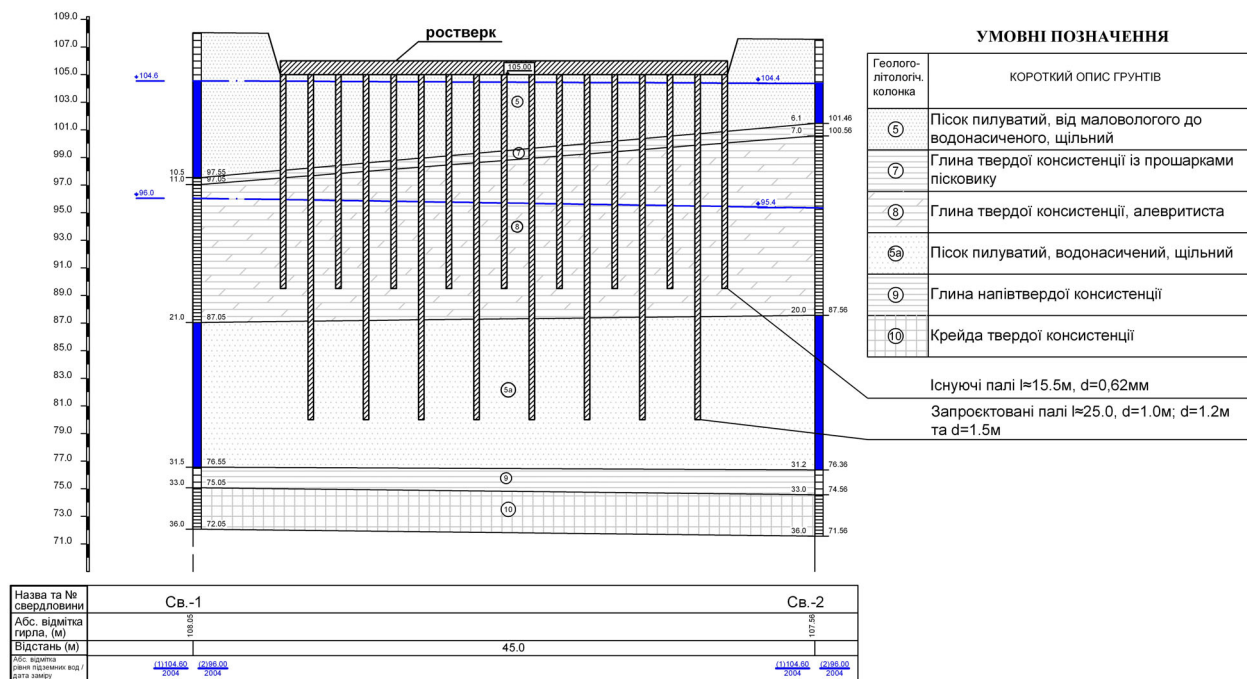


Рис.3. Схематичне розташування комбінованого пальново-плитного фундаменту об'єкту на інженерно-геологічному розрізі.

Fig.3. Schematic location of the object combined pile raft foundation on the engineering-geological section.

Аналітична модель «фундамент – споруда» у програмі Revit представлена на Рис. 4.

Моделювання та розрахунок системи «основа – фундамент - споруда» виконано в програмному комплексі SOFiSTiK. Фундаментна плита змодельована пластинчатими оболонковими елементами. Колони та палі

моделювались просторовими стрижнями. Плити перекриття, стіни, пілони та фундаментна плита – пластинчатими оболонковими елементами.

В якості розрахункової моделі ґрунтової основи вибрана модель лінійно-деформованого шару скінченої ширини [15,

16] для найбільш адекватної взаємодії основи з великорозмірним комбінованим пальово-плитним фундаментом. Граничні умови в плані для ґрунтового масиву прийняті таким чином, щоб вплив жорстких в'язевих обмежень масиву був мінімальним.

На Рис. 5 представлено деформовану схему будівлі від власної ваги у програмі SOFiSTiK.

На Рис. 6 наведено тиск під плитою ростверку, що отриманий на підставі моделювання реального тиску (реакції) згідно з результатами моніторингу, та який не перевищує тиску від власної ваги плити ростверку ($\approx 25 \text{кН/м}^2$), що вказує на відсутність включення її в роботу в процесі будівництва об'єкту.

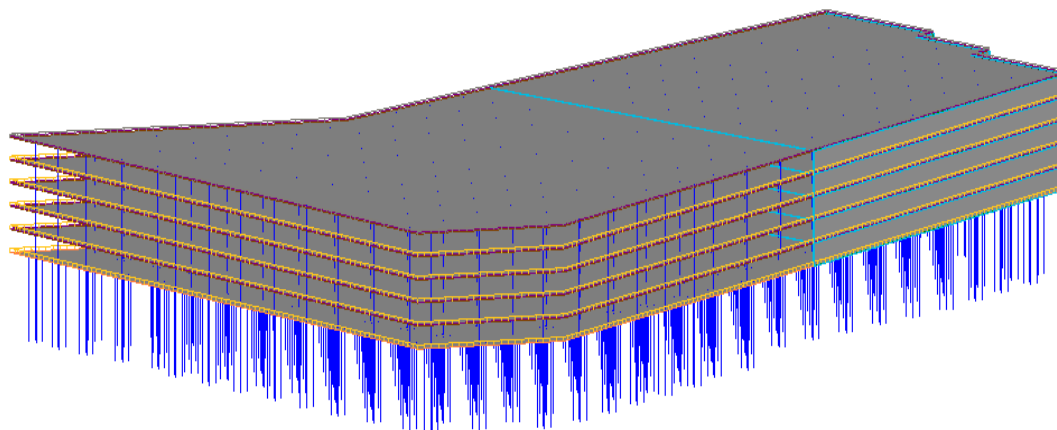


Рис.4. Візуалізація скінченно-елементної моделі «фундамент – споруда» (програма Revit)

Fig.4. Finite element visualization models «foundation – building» (Revit software)

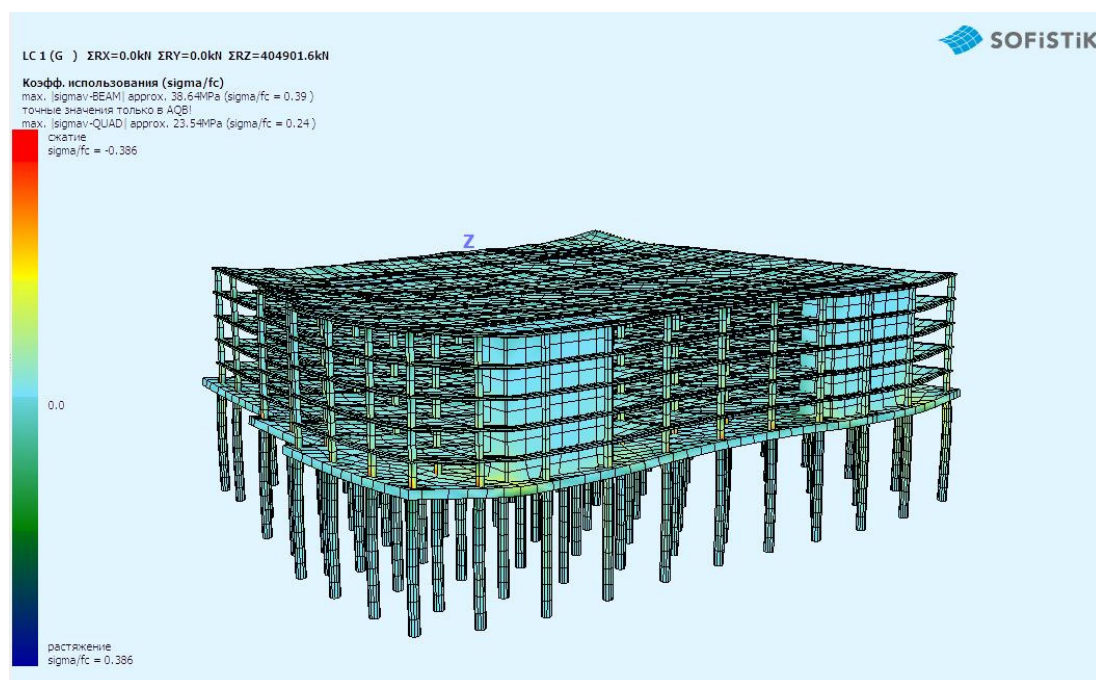


Рис.5. Деформована схема скінченно-елементної моделі (в осях 14-21,В-Л) від власної ваги (програма SOFiSTiK).

Fig.5. Deformed scheme of the finite-element model (in axes 14-21, B-L) from its own weight (SOFiSTiK software)

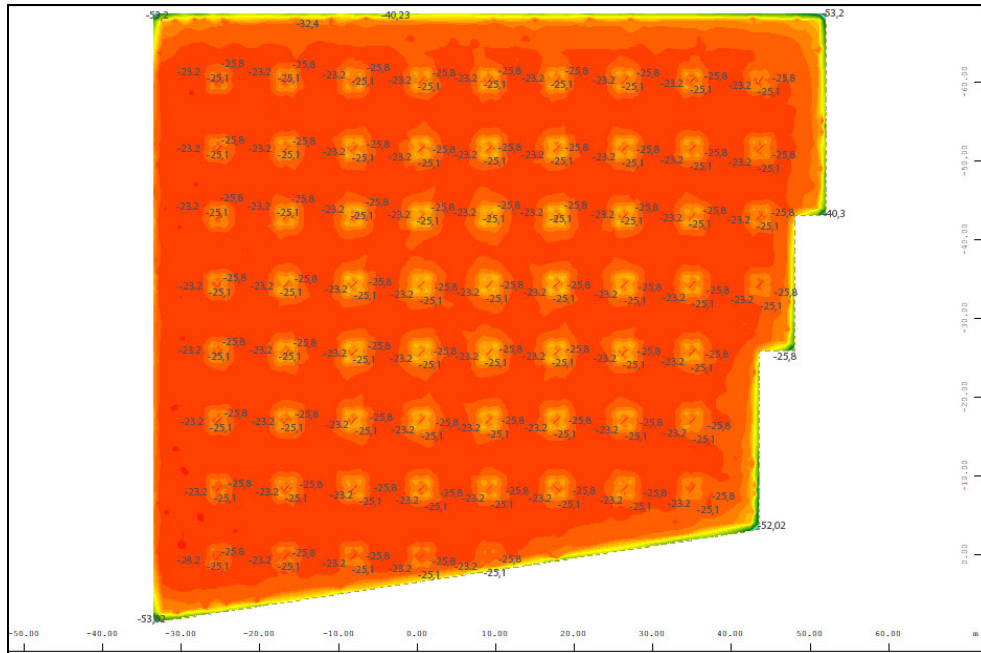


Рис.6. Епюра тиску під подошвою фундаменту $\approx 25\text{kN/m}^2$ (в осях 14-21, В-Л) від власної ваги будівлі (програма SOFiSTiK).

Fig.6. Pressure diagram under the sole of the foundation $\approx 25\text{kN/m}^2$ (in axes 14-21, В-Л) from the building's own weight (SOFiSTiK software)

На об'єкті будівництва при виконанні робіт нульового циклу було встановлено двадцять три датчики двох типів: тензодатчики (Strain meter: Strain meter VWS 4000, Rebar Strain meter VWS 4000) – для визначення напружень у стволах бурових паль та у верхній і нижній сітках армування плити ростверку, а також датчики тиску ґрунту (Pressure Cell: Pressure Cell VWTPC-4000, Pressure Transducers 4800-1-350), що були

розміщені під подошвою плити.

На фото Рис. 7 показано деякі загальні види встановлення датчиків та знімання початкових показань.

Загалом система інструментального автоматизованого моніторингу має класичну багаторівневу структуру:



Рис.7. Процес встановлення датчиків різних типів та знімання початкових показань.

Fig.7. Installing different types of transducers and taking initial readings.

- Перший рівень – 23 датчики (тензодатчики Strain meter та датчики тиску ґрунту Pressure Cell). Забезпечує отримання інформації про стан об'єкта у вигляді аналогових сигналів.
- Другий рівень – два мультиплексори (тип ВКС MUX 01.16.04). Забезпечує мультиплексування аналогових сигналів контрольно-вимірювального обладнання на локальний концентратор даних.
- Третій рівень – один локальний концентратор даних (тип ВКС LOCON RS/CL-01.008.02). Забезпечує збереження показань контрольно-вимірювального обладнання в пам'яті локальних концентраторів даних з на-

ступною їх передачею на центральний вузол обробки даних;

- Четвертий рівень – один центральний вузол обробки даних (тип ноутбук). Забезпечує збір і збереження даних від локального концентратора з їх наступною обробкою у програмі «Титан». Технічний засіб четвертого рівня є сервером збору даних.

На Рис. 8 надано фотофіксацію окремих частин системи автоматизованого моніторингу та процесу збору даних на центральний вузол їх обробки.

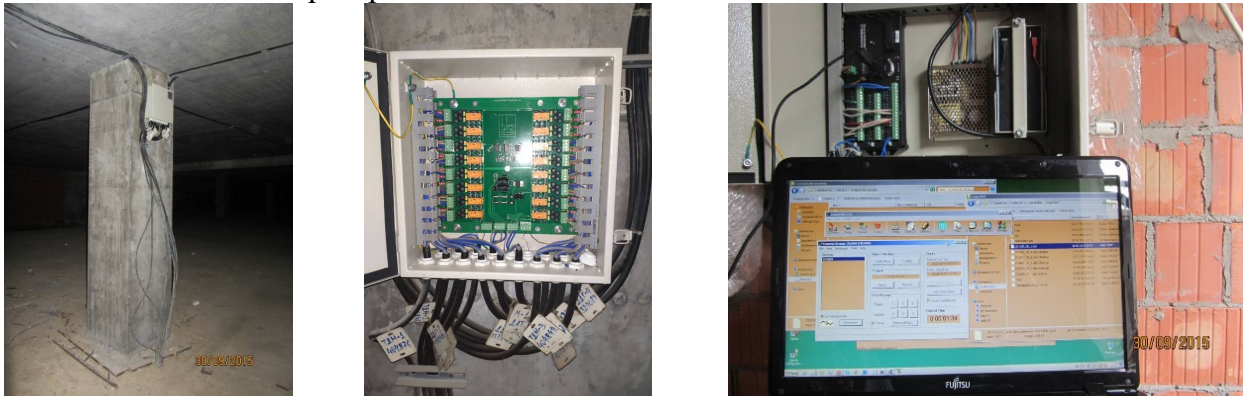


Рис.8. Окремі частини системи автоматизованого моніторингу та процес збору даних.
Fig.8. Some components of the automated monitoring system and the process of data collection.

Аналіз даних виконувався із використанням програми «Титан» за допомогою перехідних формул. Перерахунок даних з датчиків виконувався із використанням лінійних та поліноміальних формул, що надані виробниками датчиків. При розрахунку використовувались поправочні коефіцієнти з калібрувальних сертифікатів та дані сертифікатів встановлення датчиків.

Функції спеціального програмного забезпечення «Титан», що встановлена у центральному вузлі обробки даних:

- перерахунок показників датчиків у фізичні величини, порівняння з гранично допустимими показниками, автоматична сигналізація про перевищення;
- контроль вчасності та повноти виконан-

ня регламенту натурних спостережень;

- діагностика стану вимірювального обладнання;
- формування повідомлень про стан контрольно-вимірювального обладнання;
- експорт даних для наступної обробки та створення звітів.

В якості бази даних використовується СУБД Oracle Database 11g. СУБД Oracle забезпечує роботу із більшою кількістю об'єму даних та можливість швидкої обробки інформації для здійснення її перегляду та аналізу. Дані, які зібрані за допомогою ПЗ «Титан» зберігаються в основній базі даних. Створення бази даних здійснюється на етапі інсталяції, та програмна генерація

структури БД виконується на основі об'єктної моделі, яка закладена в системі.

На підставі останнього знімання сигналів (березень, 2021 р.) та їх обробки системою моніторингу за допомогою програмного забезпечення «Титан» виконано порівняння розрахункових та фактичних величин зусиль в елементах пальово-плитного фундаменту та його ґрунтової основи.

У Табл. 1 та на Рис. 9 наведені фактичні величини зусиль у конструкціях фундамен-

ту та тисків на ґрунтову основу та порівнянні з розрахунковими. При цьому розрахункові величини, що отримані за допомогою програми SOFiSTiK, представлені для фактичного періоду будівництва об'єкту (березень 2021 року), тобто при завантаженні ґрунтової основи тільки повною власною вагою будівлі (миттєво-пружне рішення) без врахування корисного та інших навантажень та їх розрахункових сполучень.

Табл. 1. Порівняльний аналіз зусиль у конструкціях фундаменту
Table 1. Comparative analysis of forces in the foundation structures

Конструкція	Розташування	Участок вимірювання	Зусилля в конструкції згідно з даними системи моніторинга		Зусилля в конструкції згідно з даними розрахунку у SOFiSTiK	
			N, кН	M, кНм/м	N, кН	M, кНм/м
паля d=1000мм	в осях "14-Ж"	нижня частина	-78		-85	
		середня частина	-705		-723	
		верхня частина	-1676		-1701	
паля d=620мм	в осях "Ж", "17-18"	верхня частина	-525		-539,6	
ростверк	в осях "15-16", "Ж-И"			65,1		67,5
	в осях "16-17", "Ж-И"			127,8		133,3
	у осі "17" в осях "Ж-И"			-209,7		-216,9
	у осі "Ж" в осях "17-18"			-304,3		-337,7
	в осях "17-18", "И-К"			37,3		40,3
	в осях "15-Ж"			239,4		245,7
	в осях "16-Ж"			277,7		283,6

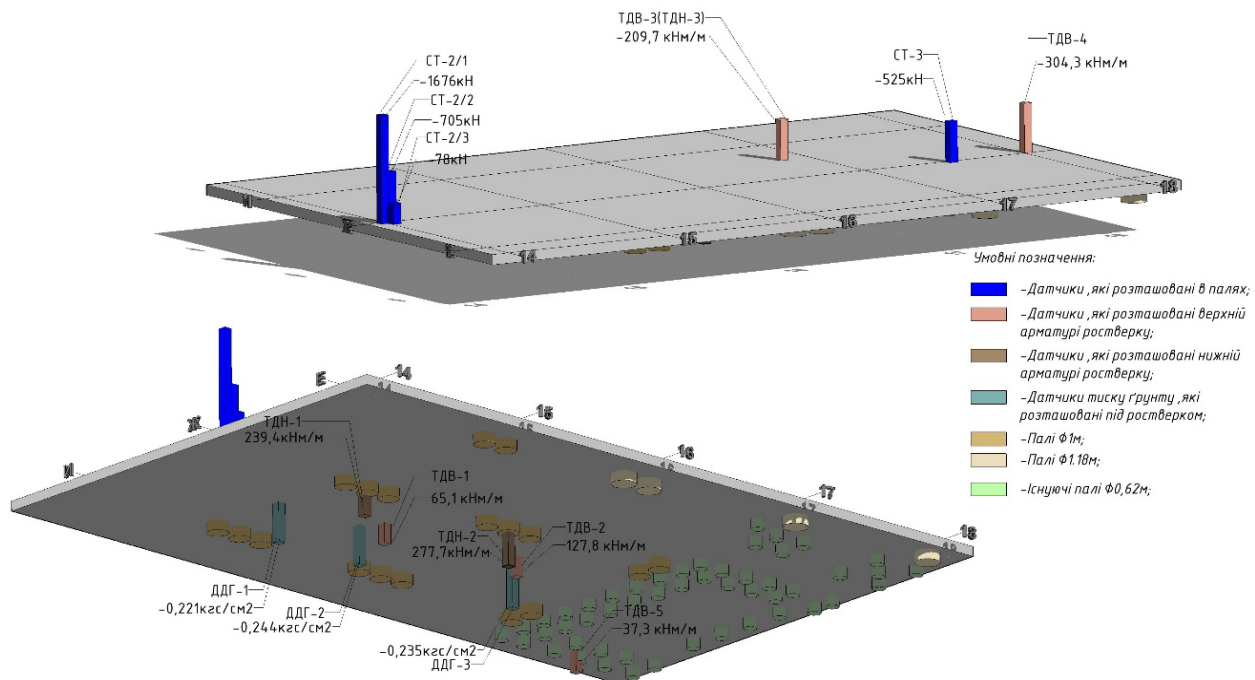


Рис.9. Фактичні величини зусиль у конструкціях фундаменту та тисків на ґрунтову основу.

Fig.9. Actual stress values in the foundation structures and pressures on the soil base.

З Табл. 1 та Рис. 9 видно, що найбільші відносні розбіжності зусиль становлять: 9,9% – для моментних зусиль у ростверку та 9% – для повздовжніх зусиль у палях.

На наш погляд, найбільш ймовірними причинами розбіжностей є:

- з боку системи моніторингу – особливості включення в роботу датчиків, що обумовлені послідовністю зведення конструкцій та роботою конструкції в реальних умовах;

- з боку моделювання у програмному комплексі SOFiSTiK – наближене описання конструкцій та їх взаємодії із основою.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

На основі результатів проведеного інструментального автоматизованого моніторингу напруженого стану системи «грунтова основа – комбінований пальово-плитний фундамент» будівельного об'єкта та їх порівняльного аналізу з даними чисельних розрахунків у програмі SOFiSTiK, можна зробити наступні висновки та рекомендації:

1. Фактичний тиск під підшовою ростверку не перевищує тиску від власної ваги плити ростверку ($\approx 25 \text{кН/м}^2$), що свідчить про відсутність включення в роботу плити ростверку через незначні відносні осідання комбінованого пальово-плитного фундаменту.

2. Вибір моделі ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого шару скінченної ширини з врахуванням опору під плитою ростверку ($\approx 25 \text{кН/м}^2$) та розрахунок системи «основа – фундамент – споруда» у комплексі SOFiSTiK показало якісну та кількісну збіжність значень зусиль в залізобетонних конструкціях комбінованого пальово-плитного фундаменту, що свідчить про адекватну взаємодію системи.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-14:2018 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд». Київ: Мінрегіон України, ДП «Укрархбудінформ», 2018. – 36 с.

2. ДБН В.1.2-5:2007 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. Київ: Мінрегіонбуд України, НДІБВ, 2007. – 18 с.
3. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Київ: Мінрегіон України, ДП «Укрархбудінформ», 2018. – 36 с.
4. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд. Київ: Мінрегіон України, ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 47 с.
5. ДСТУ-Н Б В.2.5-37:2008 «Настанова з проектування, монтування та експлуатації автоматизованих систем моніторингу та управління будівлями і спорудами». Київ: Мінрегіон України, ДП «Укрархбудінформ», 2008. – 47 с.
6. ДСТУ Б В.2.6-25-2003 «Конструкції будинків і споруд. Автоматизовані системи технічного діагностування будівельних конструкцій. Загальні технічні вимоги». Київ: ДКБА України, ДНДІБК, 2003. – 25 с.
7. ДСТУ Б В.2.6-27:2006 «Конструкції будинків і споруд. Автоматизовані системи технічного діагностування будівельних конструкцій. Види випробувань». Київ: Мінбуд України, ДНДІБК, 2006. – 20 с.
8. Моніторинг напруженого стану системи «грунтова основа – пальово-плитний фундамент» будівельного об'єкта «Багатофункціональний комплекс по вул. Пушкінська, 2 у м. Харкові» у рамках науково-технічного супроводу: Звіт про науково-дослідну роботу / ХНУБА: керівник д.т.н. О.В. Самородов. – Харків: 2021. – 78 с.
9. Dally, J. W., & Riley, W. F. (1991). *Instrumentation for Engineering Measurements*. John Wiley & Sons. (464 pages)
10. Gómez-Millán, A., et al. (2019). "Long-Term Instrumental Monitoring of the Stress State in Piled Raft Foundations." *Geotechnical Testing Journal*, pp. 1-10.
11. Hendrik Louw., et al. (2022) "Instrumentation and monitoring of an onshore wind turbine piled-raft foundation." *Proceedings of the 11th International Symposium on Field Monitoring in Geomechanics*, pp. 1-9.
12. Katzenbach, R., et al. (2009). "Instrumentation and Monitoring of a Piled Raft Foundation on Soft Soil." *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1850-1853.

13. Middendorp, P., et al. (2015). "Instrumentation and Monitoring of the Stress State in Piled Raft Foundations." Geotechnical Special Publication, pp. 134-143.
14. Poulos, H., & Adams, W. M. (1999). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. John Wiley & Sons. (488 pages)
15. Samorodov A.V. Procedure for Assigning a Soil Deformation Modulus of Large-Sized Slab and Slab-Pile Foundations Bases / A.V. Samorodov, V.L. Sedin, O.V. Krotov, S.V. Tabachnikov / Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2019. – Vol. 56, Issue 5. – pp. 340–345.
16. Samorodov, O.V. Definition of the parameters of an elastic finite layer: [text] / I.J. Lutckovsky, O.V. Samorodov // Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburgh, Scotland: 2015. – P. 3711-3715.
17. Wang, Y., et al. (2016). "Experimental Study on the Stress State of Piled Raft Foundations under Different Loading Conditions." Journal of Zhejiang University-Science A (Applied Physics & Engineering), pp. 1345-1356.
5. State Standards of Ukraine DSTU-N B V.2.5-37:2008 Guidelines for the design, installation and operation of automated systems for monitoring and controlling buildings and structures (in Ukrainian DSTU-N B V.2.5-37:2008 «Nastanova z proektuvannia, montuvannia ta ekspluatatsii avto-matyzovalnykh system monitorynhu ta uprav-linnia budivliamy i sporudamy»).
6. State Standards of Ukraine DSTU B V.2.6-25-2003 Construction of buildings and structures. Automated systems of technical diagnostics of building structures. General technical requirements (in Ukrainian DSTU B V.2.6-25-2003 «Konstruktsii budynkiv i sporud. Avtomatyzovalni systemy tekhnichnoro diahnostuvannia budivelnnykh konstruktsii. Zahalni tekhnichni vymohy»).
7. State Standards of Ukraine DSTU B V.2.6-27:2006 Construction of buildings and structures. Automated systems for technical diagnostics of building structures. Types of tests (in Ukrainian DSTU B V.2.6-27:2006 «Konstruktsii budynkiv i sporud. Avtomatyzovalni systemy tekhnichnoro diahnostuvannia budivelnnykh konstruktsii. Vydy vyprobuvan»).
8. Monitoring of the stressed state of the system «soil base – pile raft foundation» of the building object "Multifunctional complex on the Pushkinska str., 2 in Kharkiv" within the framework of scientific and technical support: Report on scientific and research work / KhNUBA: Supervisor Dr.Sc. O.V. Samorodov. – Kharkiv: 2021. – 78 p. (in Ukrainian Monitorynh napruzhenoho stanu systemy «hruntova osnova – palovo-plytnyi fundament» budivelnoho obiektu «Bahatofunktsionalnyi kompleks po vul. Pushkinska, 2 u m. Kharkovi» u ramkakh naukovo-tekhnichnoho suprovodu: Zvit pro naukovo-doslidnu robotu)
9. Dally, J. W., & Riley, W. F. (1991). Instrumentation for Engineering Measurements. *John Wiley & Sons*, 464 pages.
10. Gómez-Millán, A., et al. (2019). Long-Term Instrumental Monitoring of the Stress State in Piled Raft Foundations. *Geotechnical Testing Journal*, 1-10.
11. Hendrik Louw., et al. (2022). Instrumentation and monitoring of an onshore wind turbine piled-raft foundation. *Proceedings of the 11th*

REFERENCES

1. Ukrainian National Building Code DBN V.1.2-14:2018 System to ensure the reliability and safety of construction sites. General principles for ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures (in Ukrainian DBN V.1.2-14:2018 «Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnnykh obektiv. Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud»).
2. Ukrainian National Building Code DBN V.1.2-5:2007 System to ensure the reliability and safety of construction sites. Scientific and technical support of construction sites (in Ukrainian DBN V.1.2-5:2007 Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnnykh obektiv. Naukovo-tekhnichniy suprovid budivelnnykh obektiv).
3. Ukrainian National Building Code DBN V.2.1-10:2018 Bases and foundations of buildings and structures. Main provisions (in Ukrainian DBN V.2.1-10:2018 Osnovy i fundamenti budivel ta sporud. Osnovni polozhennia).
4. State Standards of Ukraine DSTU-N B V.1.2-17:2016 Guidelines for scientific and technical

- International Symposium on Field Monitoring in Geomechanics*, 1-9.
12. Katzenbach, R., et al. (2009). Instrumentation and Monitoring of a Piled Raft Foundation on Soft Soil. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1850-1853.
 13. Middendorp, P., et al. (2015). Instrumentation and Monitoring of the Stress State in Piled Raft Foundations. *Geotechnical Special Publication*, 134-143.
 14. Poulos, H., & Adams, W. M. (1999). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. *John Wiley & Sons*, 488 pages.
 15. Samorodov, A.V., et al. (2019). Procedure for Assigning a Soil Deformation Modulus of Large-Sized Slab and Slab-Pile Foundations Bases. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 56 (5), 340-345.
 16. Samorodov, O.V. & Lutchkovsky I.J. (2015). Definition of the parameters of an elastic finite layer. *Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*, 3711-3715.
 17. Wang, Y., et al. (2016). "Experimental Study on the Stress State of Piled Raft Foundations under Different Loading Conditions." *Journal of Zhejiang University-Science A (Applied Physics & Engineering)*, 1345-1356.

Field Studies of the Stressed State of the «soil base – combined pile raft foundation» System of the Multifunctional Complex in Kharkiv City

*Oleksandr Samorodov,
Sergii Tabachnikov,
Oleksii Dytiuk,
Oleksandr Bondar*

Summary. In the projects of buildings and structures, in the last two to twenty-five years, in world practice, the so-called combined pile raft foundation (CPRF) is increasingly used, for which, in the design and calculations, it is assumed that the calculated load from the building is distributed between the piles and the raft, allowing up to 50% inclusion in the work (resistance) of the raft. As part of the scientific and technical support [1-8] of the construction object, instrumental automated monitoring of the stress state of the «soil foundation - combined pile raft foundation» system of the

multifunctional complex on St. Pushkinska, 2 in Kharkiv (Ukraine) is carried out. The building has 7 floors and a mezzanine floor, including 2 floors of underground parking, 5 floors of shopping and entertainment area. There is a parking lot on the first 2 floors. The building system is a monolithic reinforced concrete frame with beamless floor slabs. The foundation of the building is a combined pile raft foundation with the centering of bored piles under the load-bearing elements of the frame. The soil base is represented by Quaternary alluvial-deluvial sediments – loams, sands and clays. As part of the implementation of the project, 23 sensors of two types were installed during the zero-cycle construction works: strain gauges (Geosense, England) to determine the stresses in the shafts of bored piles and in the upper and lower grids of the raft reinforcement and soil pressure sensors (Geokon, USA), which were placed under the sole of the raft. The results of the monitoring showed that the actual pressure under the raft does not exceed the pressure from its own weight of the raft ($\approx 25 \text{ kN/m}^2$), which indicates the absence of inclusion in the work of the raft due to insignificant relative settlements of the combined pile raft foundation. Taking this fact into account when modeling the "base - foundation - structure" system and calculation in the SOFiSTiK showed a qualitative and quantitative convergence of effort values in reinforced concrete structures of a combined pile raft foundation.

Key words. Combined Piled Raft Foundation, Soil Base, Instrumental Automated Monitoring, Stress Strain State

Пошук ефективних рішень огороження котловану під будівництво дворівневого паркінгу багатоповерхового будинку

Людмила Бондарева¹, Костянтин Мехеда²

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

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

²konstantin.mekheda@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.49-62

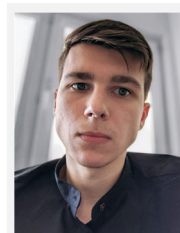
Анотація. Проведено дослідження та порівняння внутрішніх зусиль та горизонтальних переміщень паль підпірної стіни котловану за трьома схемами їх розміщення у підпірній стіні. Досліджений вплив етапів моделювання розробки котловану на результати розрахунку за допомогою ПК «Plaxis 2D». Виконано дослідження та проаналізовано напружено-деформований стан (НДС) паль підпірної стінки котловану при просторовій постановці задачі, виконано порівняння із результатами, отриманими при пласкій постановці.

На основі отриманих результатів представлено інформацію щодо ефективності різних схем розміщення паль у підпірній стіні котловану, збіжність результатів розрахунку при різній деталізації моделювання процесу відкопування котловану, а також представлено порівняння значень внутрішніх зусиль, горизонтальних переміщень та величини підняття дна котловану при постановці задачі у пласкій та просторовій постановці. Представлено розподіл зусиль між палями підпірної стінки у просторовій задачі.

Скінченно-елементна модель складається з ґрунту основи та конструкцій підпірної стіни. Моделювання основи виконане з використанням моделі ґрунтового середовища Hardening soil з врахуванням наступних характеристик ґрунтів: γ – питома вага ґрунту у природному стані; γ_{sat} – питома вага ґрунту у водонасиченому стані; c – питома зчеплення; ϕ – кут внутрішнього тертя; ψ – кут дилатансії; E_{50} – модуль жорсткості при завантаженні на 50%; E_{oed} – модуль жорсткості на завантаження/розвантаження; E_{ur} – одометричний модуль жорсткості. Розрахунок виконаний за допомогою програмного комплексу «Plaxis».



Людмила Бондарева
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Костянтин Мехеда
Магістр кафедри геотехніки

На сьогоднішній день є актуальним питання ефективного та найбільш раціонального способу огороження котловану при будівництві будівель та споруд із підземною їх частиною. Вдалий вибір конструкції огороження котловану дозволяє не тільки забезпечити надійність роботи споруди, а і у найефективніший спосіб використовувати будівельні матеріали. Також вибір способу постановки задачі та її деталізація є важливими факторами при підході до моделювання подібних задач, оскільки впливають на точність отриманих результатів, ступінь трудомісткості та витрати часу для проведення розрахунку.

Ключові слова. підпирна стінка, котлован, чисельні методи, розташування паль, відкопування котловану, пласка постановка, просторова постановка, Plaxis 2D, Plaxis 3D.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В межах міської забудови на сьогоднішній день є актуальною проблема недостатньої кількості місць паркування автомобілів. Одним з варіантів вирішення цієї проблеми є влаштування підземного паркінгу у будівлях громадського та житлового призначення, що призводить до необхідності спорудження підпірних стін котлованів та пошуку їх ефективної конструкції та способу моделювання.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах багатьох науковців висвітлюються різні рішення огороження котловану при будівництві підземних паркінгів в складі комплексів будівництва багатоповерхових та висотних будинків [1-5]. Наприклад, в роботі [1] автор розглядає сумісну роботу утримуючих конструкцій та фундаментів будинку як єдиної системи, зроблені висновки щодо впливу фундаментів будинку на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій.

Окремо вибілені роботи [5], в яких розглянуто перерозподіл зусиль в елементах підпірних стін в залежності від їх конструктивних особливостей. Автор наводить результати дослідження, в яких говорить про те, що габарити паль, їх розташування між собою, рядність паль мають вплив на напружено-деформований стан підпірних стін і необхідно підходити до розв'язання цієї задачі комплексно з пошуком найбільш раціонального та оптимального рішення.

МЕТА РОБОТИ

Пошук ефективного розташування паль у підпірній стінці котловану та способу постановки задачі, визначення оптимальної кількості етапів проектування.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Проектування підпірних стін з паль для огороження котлованів на сьогоднішній день є досить розповсюдженою інженерною

задачею. Оскільки будівництво у містах із великою щільністю забудови та будівель з підземними рівнями все частіше є необхідністю, важливо підходити до проектування огорожень котловану раціонально з метою досягнення найбільшої ефективності роботи конструкцій.

Об'єктом дослідження є огороження котловану під будівництво багатоповерхової будівлі у м. Києві, що має 26 надземних та 2 підземних поверхи. Перший поверх відведений для комерційних приміщень, два підземних – під паркінг. Форма підпірної стіни в плані наближений до прямокутної. Зображення котловану у плані наведено на Рис. 1.

Конструкція підпірної стіни включає буронабивні палі діаметром 620 мм довжиною 14 м, що об'єднані між собою монолітним ростверком товщиною 650 мм.

Ґрунтами основи є суглинок, піски дрібні та пилуваті, супісок твердий.

В даній роботі розглянуто три наступні задачі:

1. Пошук ефективного розташування паль шляхом порівняння наступних схем розміщення паль у підпірній стінці:

- Схема 1: палі в 1 ряд;
- Схема 2: палі шаховому порядку;
- Схема 3: палі розміщені в 1 ряд з паями-контрфорсами, що розміщені у другий ряд.

2. Дослідження впливу етапів моделювання розробки котловану на результати розрахунку за допомогою ПК «Plaxis 2D».

3. Порівняння НДС паль підпірної стінки при постановці задачі в пласкій та просторовій формах.

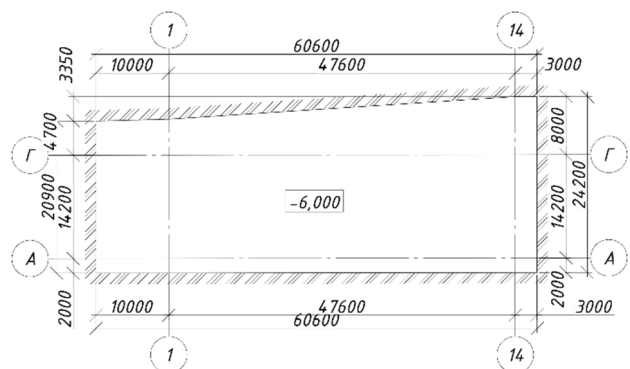


Рис. 1. Зображення котловану у плані.

Fig. 1. Plan view of the pit.

Задача 1. Пошук ефективного розташування паль підпірної стіни котловану.

Розрахункова схема включає всі елементи споруди як системи «основа – підпірна стіна». Розрахунки напружено-деформованого стану конструкцій підпірної стіни спільно з ґрунтовою основою виконуються методом скінчених елементів (МСЕ) у двовимірній постановці за допомогою ПК «Plaxis 2D». Порівнюються три схеми розміщення паль (Рис. 2) підпірної стіни поруч з віссю «А» котловану.

Як зображено на Рис. 2, розміщення паль у підпірній стіні наступне:

Схема 1: палі розміщені в 1 ряд з кроком 650 мм;

Схема 2: палі розміщені у шаховому порядку з кроком 1300 мм та відстанню між рядами 1500 мм;

Схема 3: палі розміщені у 2 ряди з кроком 4000 мм та відстанню між рядами 1500 мм.

Для всіх схем прийнято палі діаметром 620 мм та довжиною 14 м. Загальна кількість паль у кожній схемі однакова – 33 шт.

Згідно результатів розрахунку (рис. 3) максимальні горизонтальні переміщення складають:

- для схеми 1 – 4,002 см;

- для схеми 2 – 1,816 см;
- для схеми 3 – 1,954 см.

Максимальні горизонтальні переміщення паль другої та третьої схеми у порівнянні з першою схемою менші на 55% та 51% відповідно.

Максимальні абсолютні значення згинальних моментів складають:

- для схеми 1 (крок 650 мм) – 236,9 кНм (153,99 кНм для однієї палі);
- для схеми 2 (у ряді далі від виїмки, крок 1300 мм) – 119,2 кНм (154,96 кНм для однієї палі);
- для схеми 2 (у ряді ближче до виїмки, крок 1300 мм) – 101,3 кНм (131,69 кНм для однієї палі);
- для схеми 3 (у ряді далі від виїмки, крок 800 мм) – 53,05 кНм (42,44 кНм для однієї палі);
- для схеми 3 (у ряді ближче до виїмки, крок 4000 мм) – 124,4 кНм (497,6 кНм для однієї палі);

Максимальні абсолютні значення згинальних моментів (рис. 4) у палях другої та третьої схем по відношенню до першої схеми зменшились на 50% та 47% відповідно.

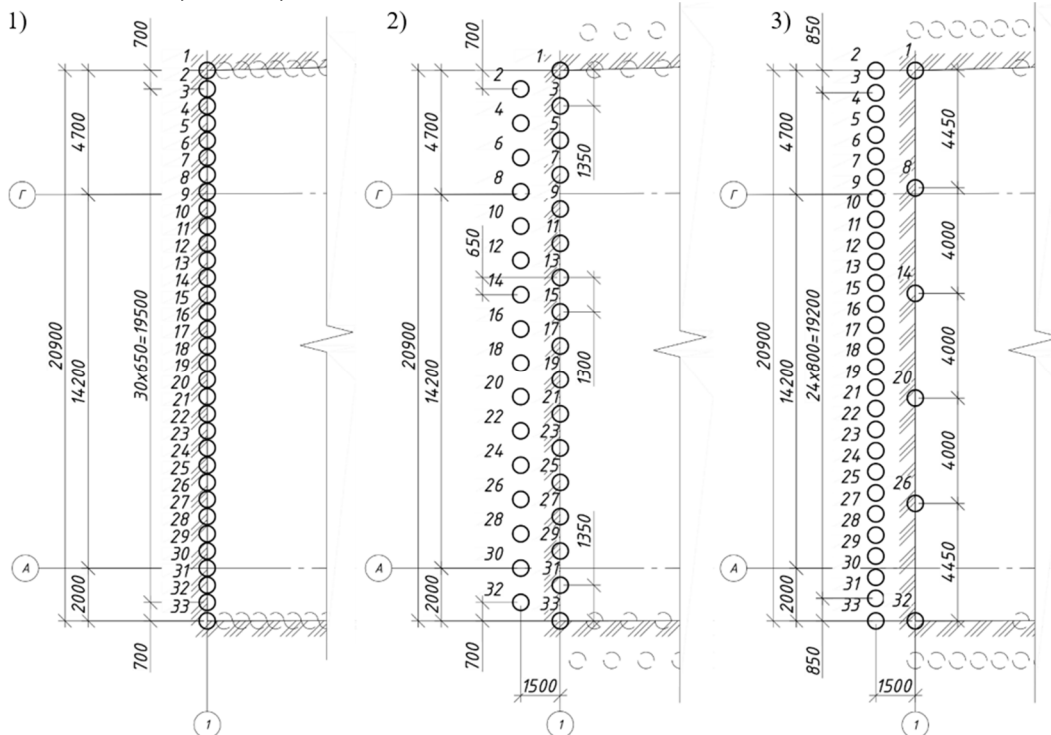


Рис.2. Схеми розміщення паль у підпірній стінці: 1) 1 ряд, 2) шаховий порядок; 3) 2 ряди.
Fig.2. Placement variant of the retaining wall piles: 1) 1 row, 2) checkerboard order; 3) 2 rows.

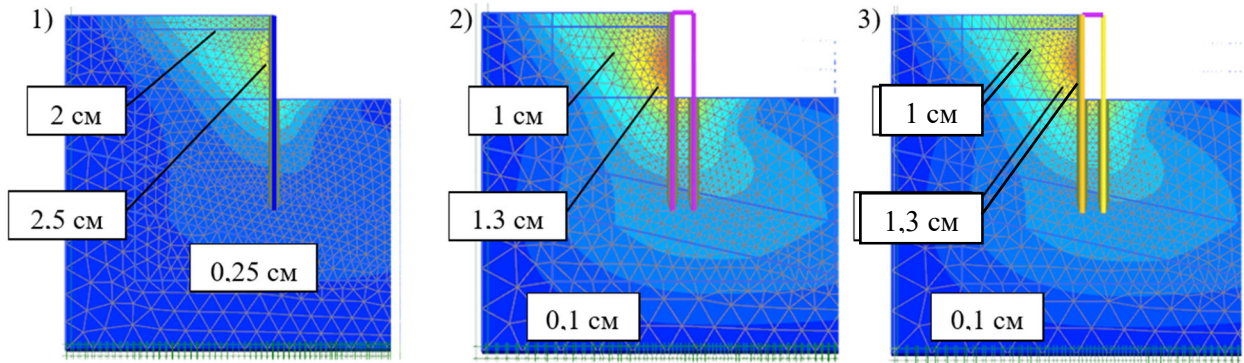


Рис.3. Горизонтальні переміщення ряду палей: 1) у схемі 1; 2) у схемі 2; 3) у схемі 3.
 Fig.3. Horizontal displacements in the pile rows: 1) placement variant 1; 2) placement variant 2; 3) placement variant 3.

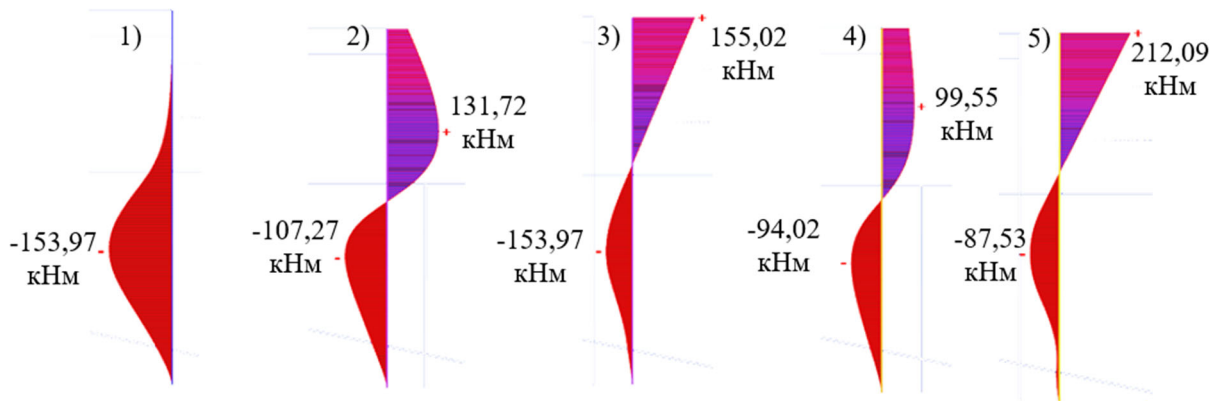


Рис.4. Епюри згинальних моментів у ряді палей: 1) схеми 1; 2) у схемі 2 (далі від виїмки); 3) у схемі 2 (ближче до виїмки); 4) у схемі 3 (далі від виїмки); 5) у схемі 3 (ближче до виїмки).
 Fig.4. Pile bending moments diagrams: 1) placement variant 1; 2) placement variant 2 (further from the pit); 3) placement variant 2 (closer to the pit); 4) placement variant 3 (further from the pit); 5) in scheme 3 (closer to the pit).

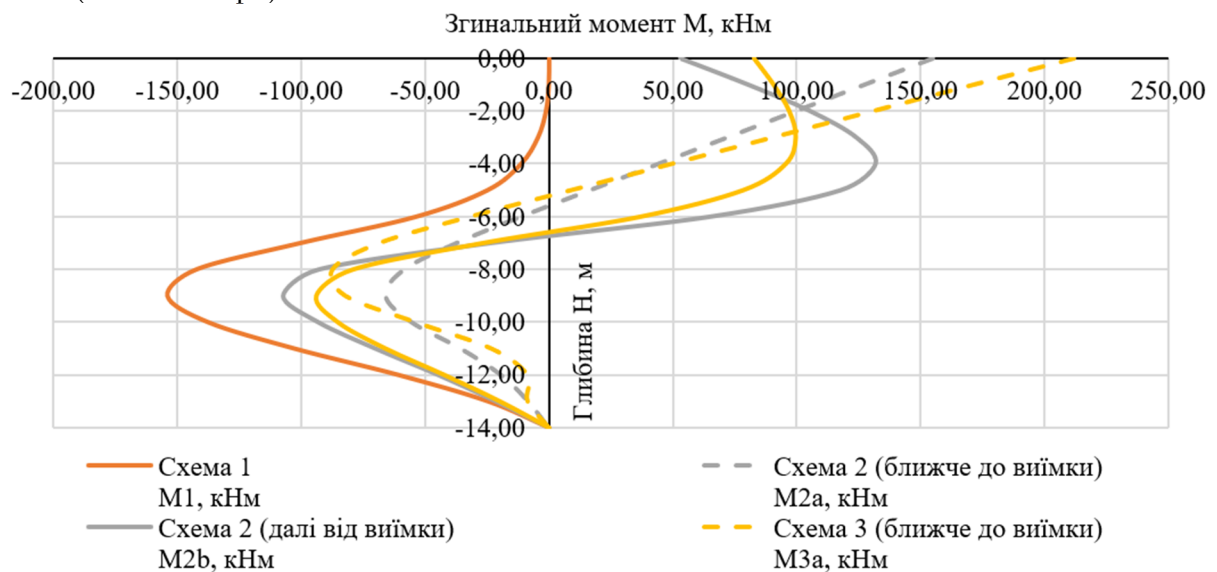


Рис.5. Графік величини згинаючих моментів в залежності від глибини.
 Fig.5. Graph of the dependence of the bending moments on the depth.

Табл. 1. Згинальні моменти в палях (задача 1).
Table 1. Bending moments in piles (problem 1).

Глибина Н, м	Згинальний момент				
	Схема 1 М1, кНм	Схема 2		Схема 3	
		ближче до виїмки	далі від виїмки	ближче до виїмки	далі від виїмки
		М2а, кНм	М2б, кНм	М3а, кНм	М3б, кНм
0	0	119,24	40,74	53,02	103,39
-1	-0,23	97,94	61,86	42,85	113,31
-2	-1,96	76,64	81,07	32,68	121,18
-3	-6,96	55,41	95,41	22,54	124,44
-4	-17,44	34,03	101,32	12,34	119,4
-5	-38,35	12,73	90,43	2,17	97,81
-6	-82,45	-8,57	50,07	-8	46,27
-7	-154,39	-28,56	-18,09	-17,17	-33,34
-8	-218,89	-44,76	-71,4	-21,88	-98,92
-9	-236,88	-50,59	-82,52	-20,58	-117,52
-10	-211,66	-42,52	-71,66	-13,48	-106,69
-11	-158,04	-27,31	-53,88	-5,83	-82,58
-12	-93,5	-14,78	-34,39	-2,19	-52,9
-13	-37,87	-6,39	-16,44	-2,17	-24,93
-14	0	0	0	0	0

Задача 2. Дослідження впливу етапів моделювання розробки котловану на результати розрахунку за допомогою ПК «Plaxis 2D».

Дослідження впливу кількості етапів відкопки котловану на результати розрахунку виконується на основі першої схеми розміщення палей (рис. 2, 1). До розрахунку приймається 4 варіанти деталізації моделювання відкопки до проектної відмітки (до глибини 6 м): за 1 раз, за 3 рази, за 5 разів та за 10 разів (Рис. 6). Захватки для відкопки приймаються рівними у кожному з варіантів.

Результати наведені на Рис. 7-9. Абсолютні максимальні значення згинальних моментів в палях складають при відкопці котловану за:

- 1 раз – 150,48 кНм (для ряду палей 231,5 кНм);
- 3 рази – 153,99 кНм (для ряду палей 236,9 кНм);
- 5 разів – 155,16 кНм (для ряду палей 238,7 кНм);
- 10 разів – 152,88 кНм (для ряду палей 235,2 кНм).

Горизонтальні переміщення палей складають при відкопці котловану за:

- 1 раз – 3,96 см;
- 3 рази – 4 см;
- 5 разів – 4,02 см;
- 10 разів – 3,93 см.

Підняття дна котловану складає при відкопці котловану за:

- 1 раз – 2,66 см;
- 3 рази – 2,73 см;
- 5 разів – 2,74 см;
- 10 разів – 2,8 см.

Мінімальна збіжність отриманих результатів складає:

- для згинальних моментів – 97%;
- для поперечних сил – 99%;
- для поздовжніх сил – 94%;
- для горизонтальних переміщень – 99%;
- для підняття дна котловану – 95%.

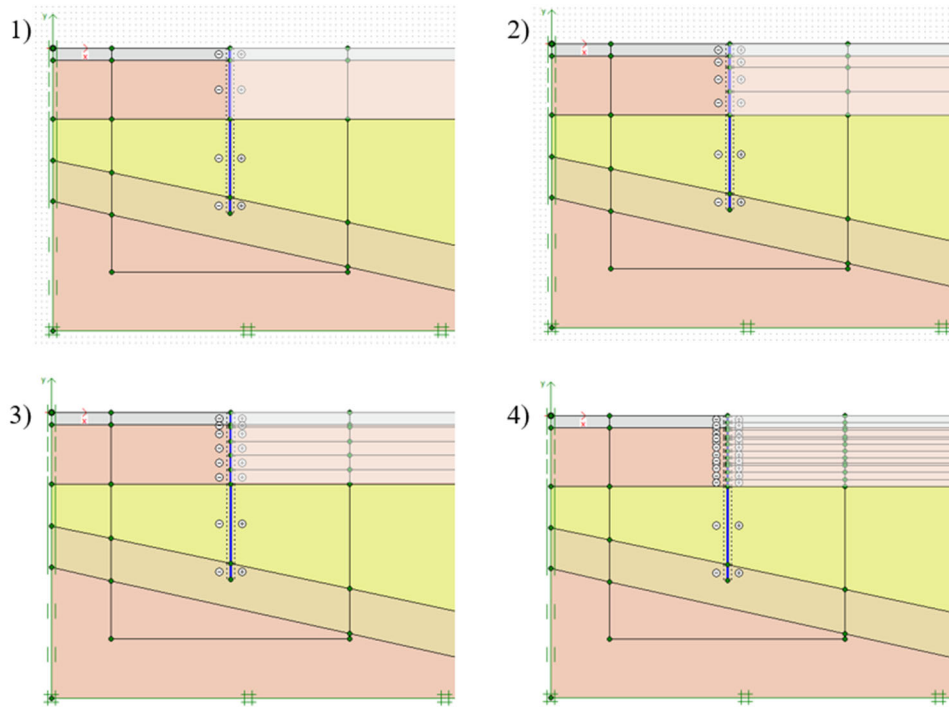


Рис.6. Розрахункові схеми до задачі 2: 1) відкопка за 1 раз; 2) відкопка за 3 рази; 3) відкопка за 5 разів; 4) відкопка за 10 разів.

Fig.6. Design schemes to the problem 2: 1) excavation at once; 2) excavation in 3 times; 3) at excavation in 5 times; 4) excavation in 10 times.

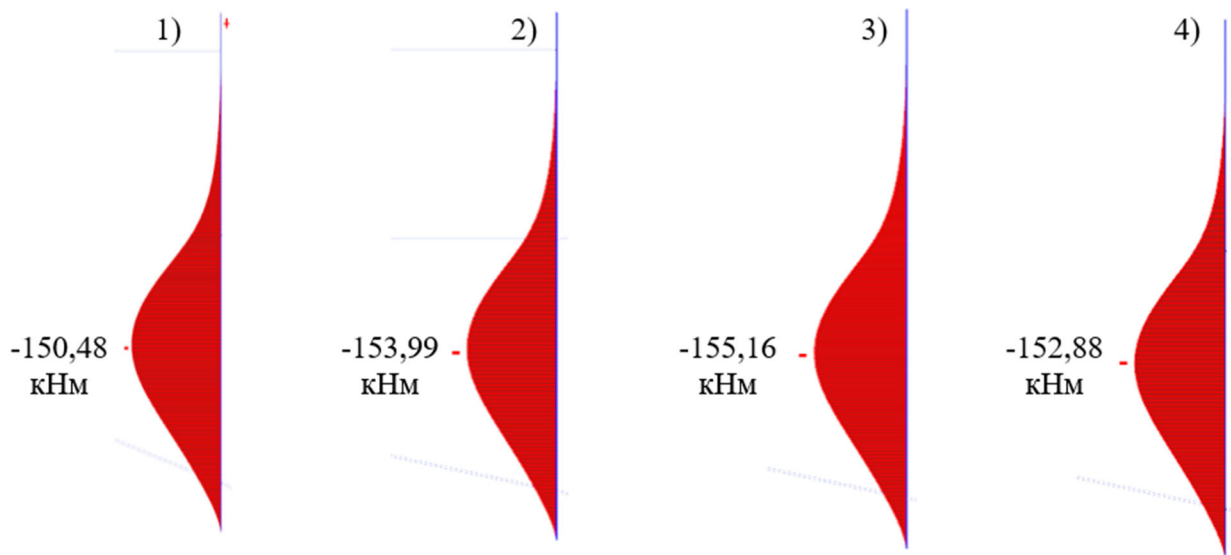


Рис.7. Епюри згинальних моментів у ряді палей: 1) при відкопці за 1 раз; 2) при відкопці за 3 рази; 3) – при відкопці за 5 разів; 4) – при відкопці за 10 разів.

Fig.7. Pile bending moments diagrams: 1) excavation at once; 2) excavation in 3 times; 3) excavation in 5 times; 4) excavation in 10 times.

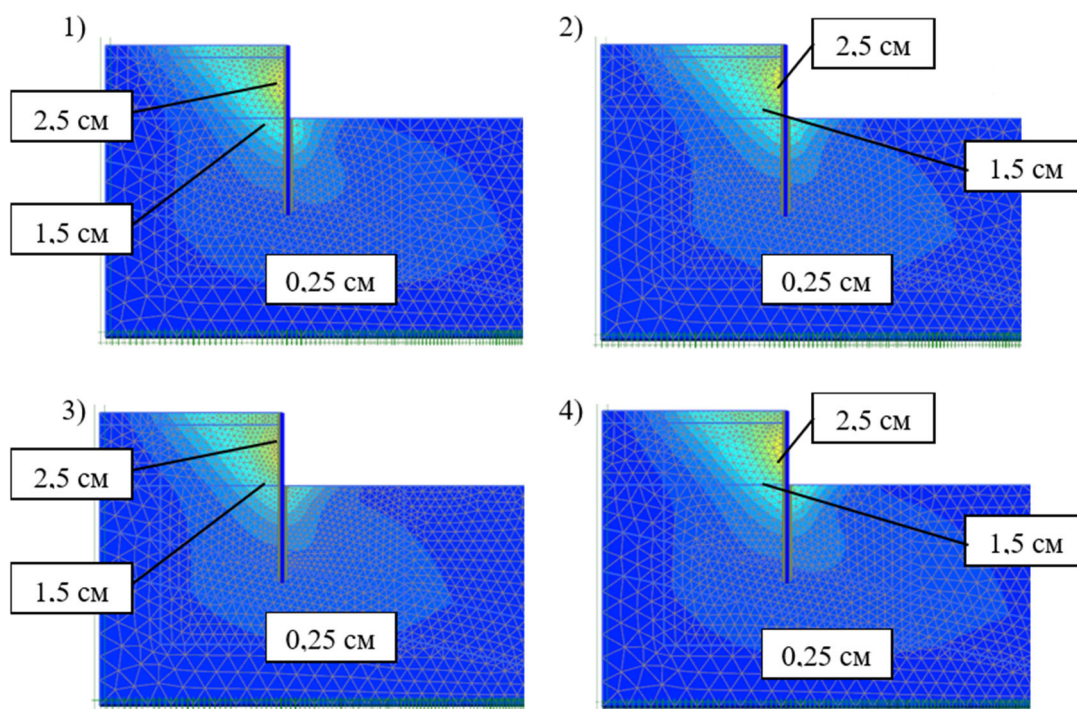


Рис.8. Горизонтальні переміщення: 1) при відкопці за 1 раз; 2) при відкопці за 3 рази; 3) при відкопці за 5 разів; 4) при відкопці за 10 разів.

Fig.8. Horizontal displacements: 1) excavation at once; 2) excavation in 3 times; 3) excavation in 5 times; 4) excavation in 10 times.

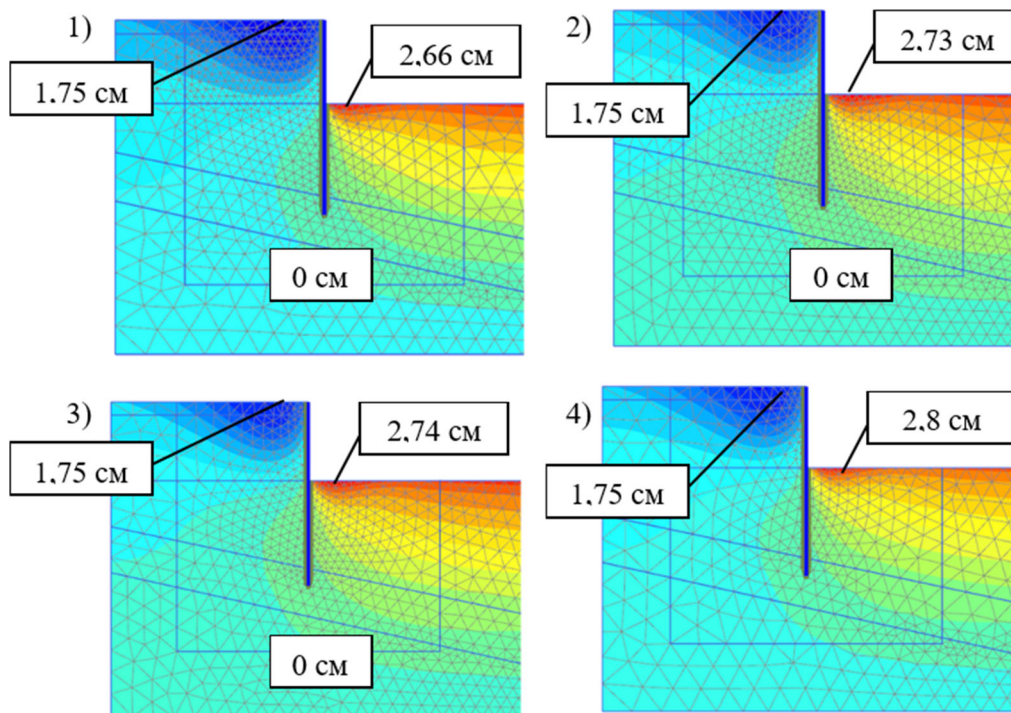


Рис.9. Підняття дна котловану: 1) при відкопці за 1 раз; 2) при відкопці за 3 рази; 3) при відкопці за 5 разів; 4) при відкопці за 10 разів.

Fig.9. Pit bottom raise: 1) excavation at once; 2) excavation in 3 times; 3) excavation in 5 times; 4) excavation in 10 times.

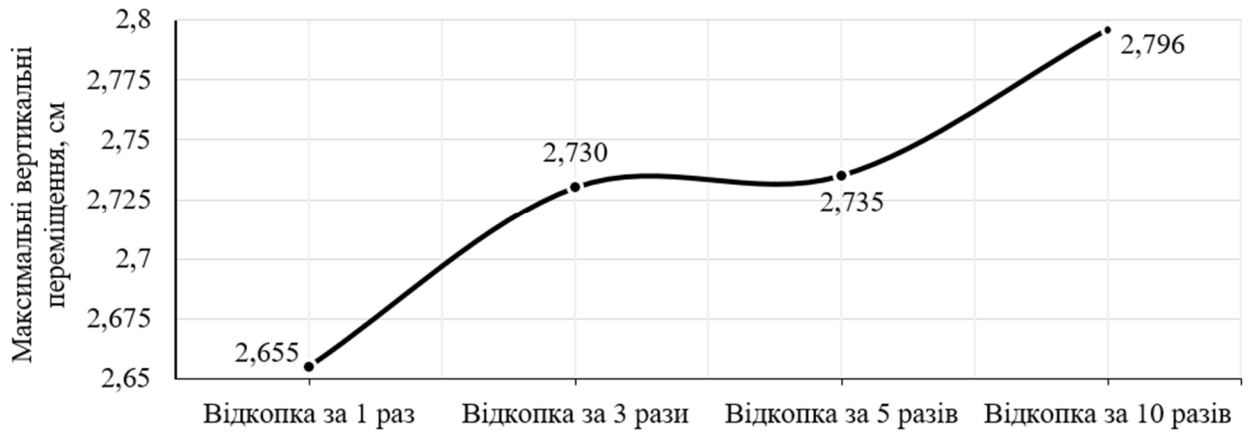


Рис.10.Графік максимальних вертикальних переміщень ґрунту в залежності від кількості стадій відкопки.

Fig.10. Graph of the maximum excavation bottom raise depending on the number of excavation process stages.

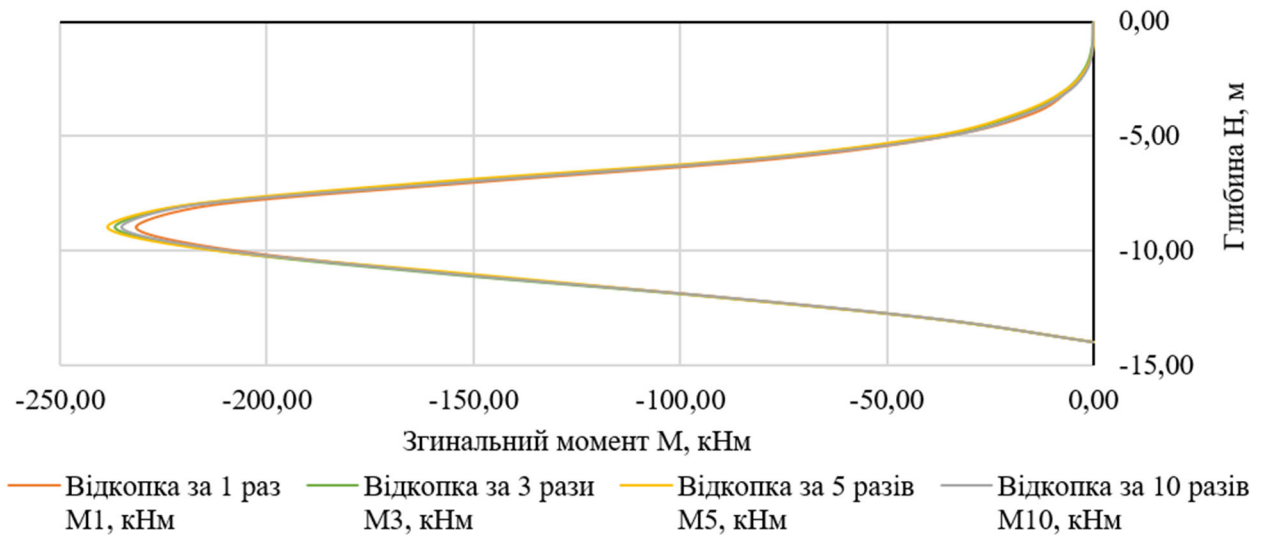


Рис.11.Графік зміни згинальних моментів з глибиною.

Fig.11. Graph of the dependence of the bending moments on the depth.

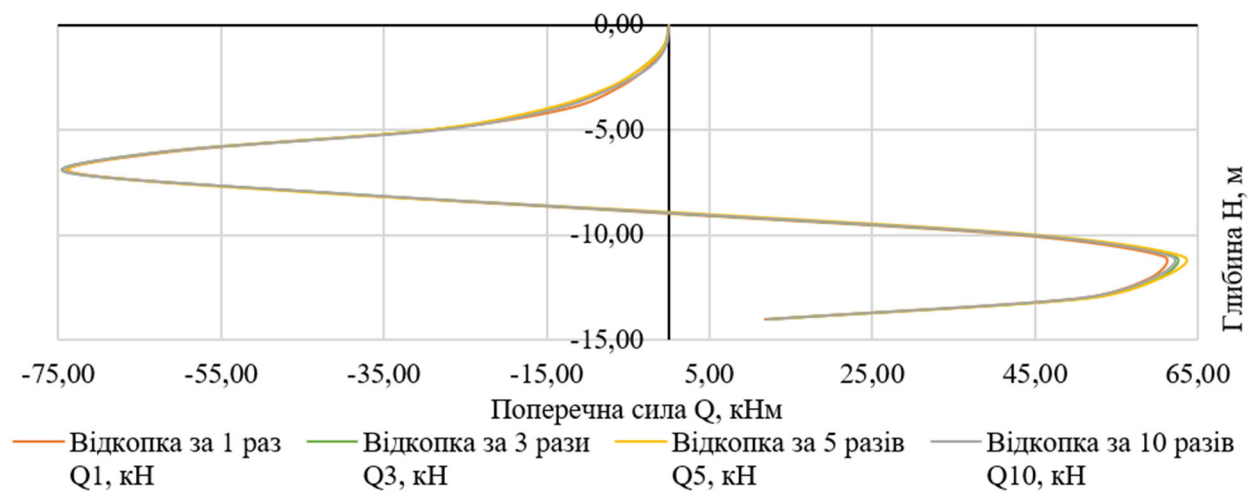


Рис.12.Графік зміни поперечних сил з глибиною.

Fig.12. Graph of the dependence of the shear forces on the depth.

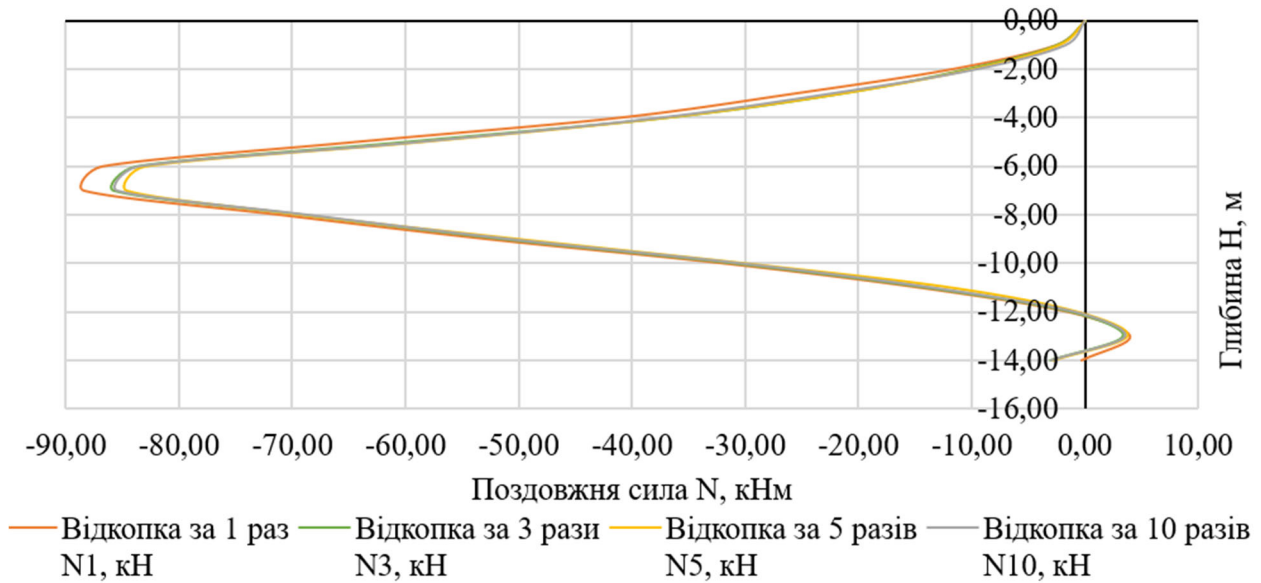


Рис.13.Графік зміни поздовжніх сил з глибиною.

Fig.13. Graph of the dependence of the axial forces on the depth.

Задача 3. Порівняння НДС паль підірної стінки при постановці задачі в плоскій та просторовій формах.

Розрахункова схема включає всі елементи споруди як системи «основа – підпірна стіна». Розрахунки напружено-деформованого стану конструкцій підпірної стіни спільно з ґрунтовою основою виконуються методом скінчених елементів (МСЕ) у тривимірній постановці за допомогою ПК «Piaxis 3D».

Приймається схема розміщення паль з контрфорсами з попередньої задачі (рис. 2, 3).

Згідно отриманих результатів максимальні переміщення ґрунту стінок котловану складають:

- по осі «А» – 0,7 см;
- по осі «Б» – 0,7 см;
- по осі «1» – 0,8 см;
- по осі «2» – 0,9 см.

Максимальне підняття дна котловану складає 1,4 см.

Максимальне підняття дна котловану при двовимірній постановці складає 2,73 см. Для порівняння, у точці, що їй відповідає при тривимірній постановці (біля ряду паль вздовж коротшої осі «1») – 1 см.

Абсолютні максимальні значення згинальних моментів, що виникають в палях складають:

- по осі «1»:
 - на відстані 1/2 прольоту:
 - рядова паля – 41,58 кНм;
 - рядова паля на відстані 1/3 прольоту:
 - рядова паля – 37,65 кНм;
 - паля-контрфорс – 56,09 кНм;
 - на відстані 1/6 прольоту:
 - рядова паля – 37,53 кНм;
 - паля-контрфорс – 51,86 кНм;
 - кутова паля-контрфорс на перетині осей «1» та «А» – 25,14 кНм;
 - по осі «А»:
 - на відстані 1/2 прольоту:
 - рядова паля – 30,23 кНм;
 - на відстані 7/15 прольоту:
 - рядова паля – 34,63 кНм;
 - паля-контрфорс – 39,47 кНм;
 - на відстані 4/15 прольоту:
 - рядова паля – 30,35 кНм;
 - паля-контрфорс – 37,14 кНм;
 - на відстані 2/15 прольоту:
 - рядова паля – 27,1 кНм;
 - паля-контрфорс – 41,47 кНм.

Для порівняння, при двовимірній постановці задачі, ці значення для однієї палі вздовж осі «1» складають (див. задача 1):

- рядова паля – 97,06 кНм (для ряду палей – 121,32 кНм);
- паля-контрфорс – 172,71 кНм (для ряду палей – 43,18 кНм).

Абсолютні максимальні горизонтальні переміщення палей складають:

- по осі «1»:
 - на відстані 1/2 прольоту:
 - рядова паля – 0,43 см;
 - рядова паля на відстані 1/3 прольоту:
 - рядова паля – 0,41 см;
 - паля-контрфорс – 0,47 см;
 - на відстані 1/6 прольоту:
 - рядова паля – 0,33 см;
 - паля-контрфорс – 0,38 см;
- кутова паля-контрфорс на перетині осей «1» та «А» – 0,2 см;
- по осі «А»:
 - на відстані 1/2 прольоту:
 - рядова паля – 0,5 см;
 - на відстані 7/15 прольоту:
 - рядова паля – 0,5 см;
 - паля-контрфорс – 0,51 см;
 - на відстані 4/15 прольоту:
 - рядова паля – 0,4 см;
 - паля-контрфорс – 0,42 см;
 - на відстані 2/15 прольоту:
 - рядова паля – 0,2 см;
 - паля-контрфорс – 0,24 см.

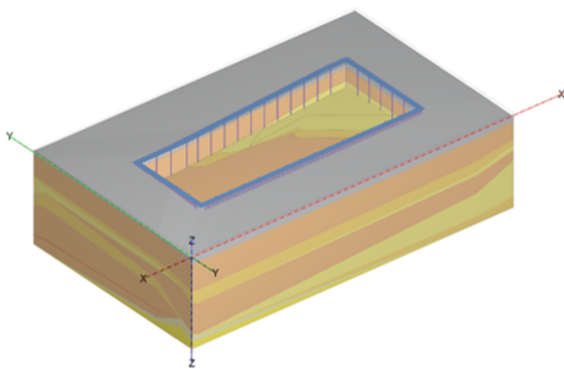


Рис.14.Просторова схема.
Fig.14. Spatial setting.

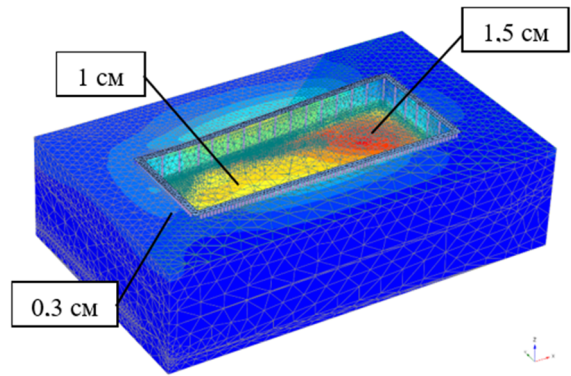


Рис.15.Загальні переміщення ґрунту.
Fig.15. Total displacements of the soil.

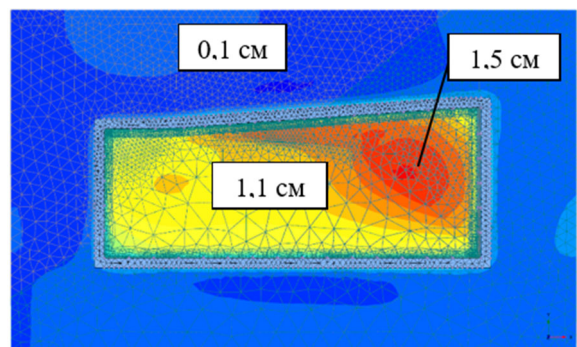


Рис.16.Вертикальні переміщення ґрунту (підняття) дна котловану (вид зверху).
Fig.16. Vertical displacements of the soil (plan view).

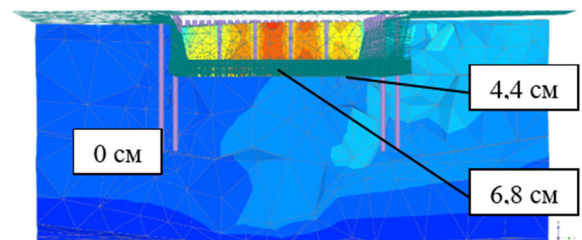


Рис.17.Горизонтальні переміщення ґрунту, розріз в осях «А»-«Б» (вид на стінку по осі «1»)
Fig.17. Horizontal displacements of the soil between axes “A”-“B” (axis “1” wall view).

Для порівняння, при двовимірній постановці задачі, ці значення для однієї палі вздовж осі «1» складають (див. задача 1):

- рядова паля – 2 см;
- паля-контрфорс – 2 см.

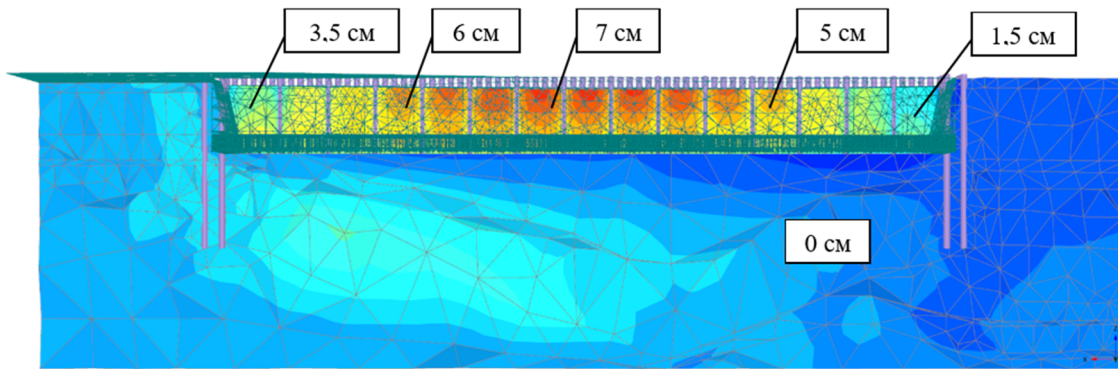


Рис.18. Горизонтальні переміщення ґрунту, розріз в осях «1»-«2» (вид на стінку по осі «А»).
 Fig.18. Horizontal displacements of the soil between axes "1"-«2» (axis "A" wall view).

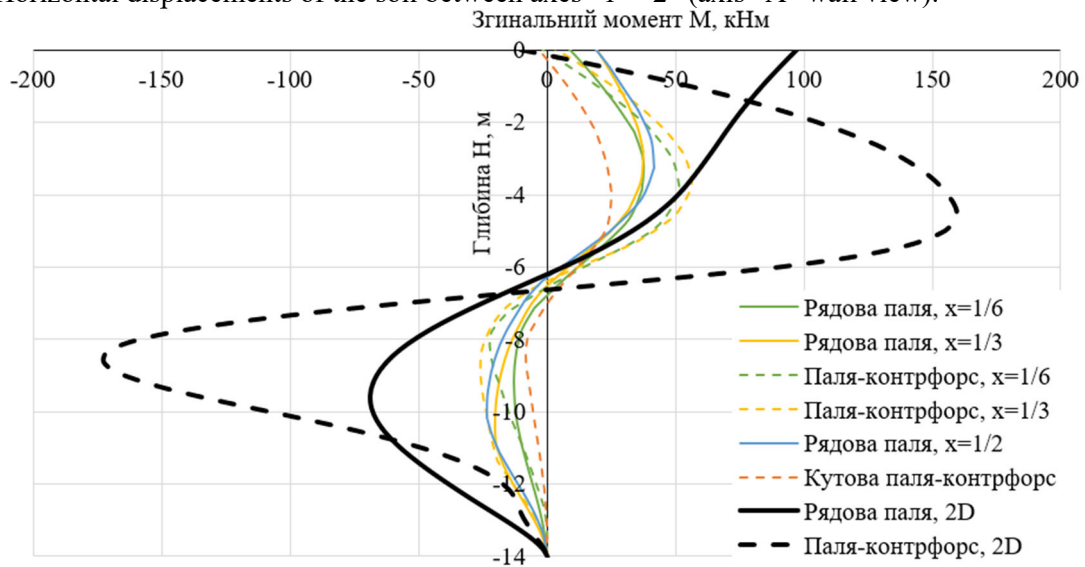


Рис.19. Графік зміни значення згинального моменту в палях по довжині, порівняння значень просторової та плоскої задач (вісь «1»).

Fig.19. Graph of the dependence of the bending moments on the depth, comparison of the values in piles of spatial and flat problem settings (axis "1").

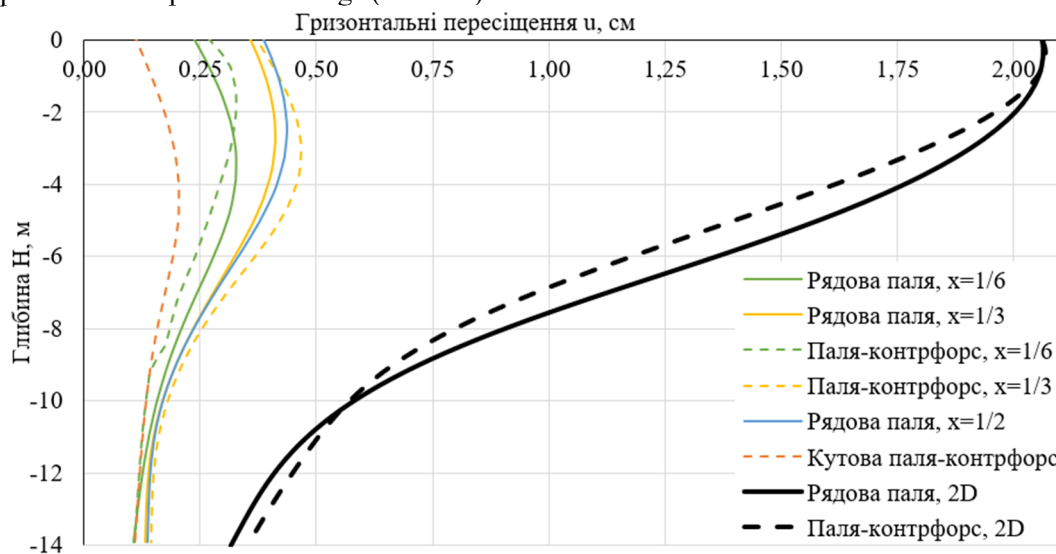


Рис.20. Графік зміни величини горизонтального переміщення паля по довжині, порівняння значень просторової та плоскої задач (вісь «1»).

Fig.20. Graph of the dependence of the horizontal displacements on the depth, comparison of the values in piles of spatial and flat problem settings (axis "1").

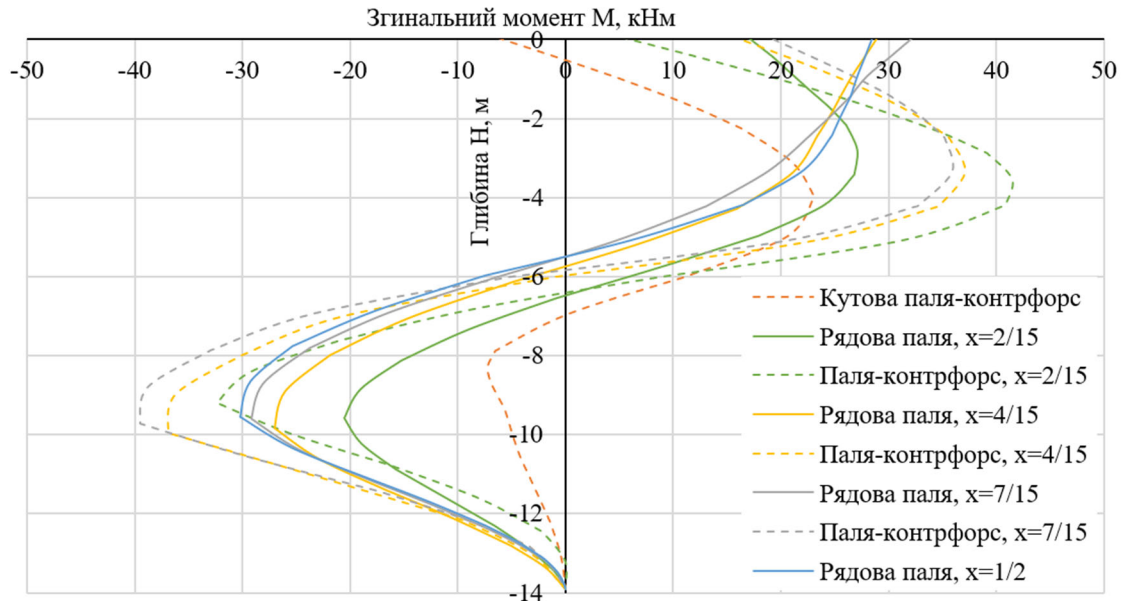


Рис.21.Графік зміни значення згинального моменту в палі по довжині, вісь «А».
 Fig.21. Graph of the dependence of the bending moments on the depth, axis "A" piles comparison.

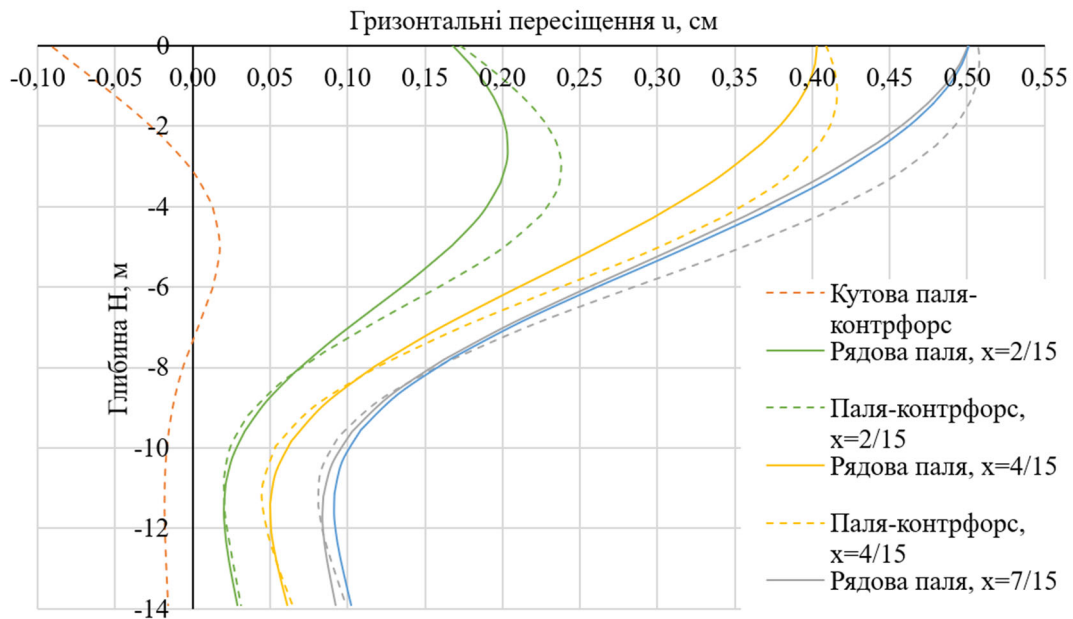


Рис.22.Графік зміни величини горизонтального переміщення палі по довжині, вісь «А».
 Fig.22. Graph of the dependence of the horizontal displacements on the depth, axis "A" piles comparison.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отримано, що розміщення паль підпірної стіни у два ряди дозволяє знизити зусилля у палях за рахунок рамного ефекту, що призводить до зменшення витрат сталі при армуванні. Максимальні горизонтальні переміщення при дворядному розміщенні паль у порівнянні з розміщенням в 1 ряд

зменшуються на 51...55%, а максимальні згинальні моменти менші на 47...50% в залежності від способу розташування паль.

Виявлено, що при моделюванні поетапної відкопки ґрунту при розрахунках підпірної стіни за допомогою ПК «Plaxis 2D», задана кількість етапів відкопки котловану майже не впливає на результати розрахунку. Отримано, що мінімальна збіжність для

згинальних моментів – 97%, для поперечних сил – 99%, для поздовжніх сил – 94%, для горизонтальних переміщень – 99%. Величина підняття дна котловану варіюється в межах 5%. Отримані значення є в межах похибки ітераційного розрахунку.

Виявлено, що просторова постановка задачі моделювання підпірної стінки котловану дає можливість значно точніше визначити внутрішні зусилля в палях та їх переміщення у порівнянні із пласкою постановкою, оскільки враховується розташування кожної палі, їх умови роботи та взаємна робота паль у кутовій частині, а також є можливість більш точного моделювання на шарування ґрунтів основи. Врахування всіх цих факторів у розрахунку дозволяє значно зменшити витрати сталі при армуванні. Значення моментів у просторовій задачі у порівнянні із пласкою в рядових палях зменшились приблизно на 76%, в палях-контрфорсах – на 84%, горизонтальні переміщення рядових паль зменшились на 78%, паль-контрфорсів – на 77%. Підняття дна котловану зменшилось на 63% (на 1,73 см). Додатковою перевагою просторової задачі є можливість аналізу внутрішніх зусиль та переміщень кожної окремої палі, на відміну від пласкої задачі, де результати можуть бути отримані виключно для цілого ряду паль.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Вплив фундаментів будинку на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій / І.П. Бойко, В.В. Ручківський // *Основи та фундаменти. Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА – 2019 – Вип.38.– С. 9-15.
2. Купрій В.П. Моделювання сумісної роботи конструкції кріплення котловану та ґрунту з застосуванням методу скінчених елементів (МСЕ) / В.П. Купрій, Є.Ю. Кулаженко, А.С.Гудкова // *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. – К.: НТУ, 2015. – №7 – 8-20 с.
3. Ручківський В.В. Напружено-деформований стан підпірних стін в залежності від їх конструкції / В.В. Ручківський // *Основи та фундаменти. Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА – 2020 – Вип.40.– С. 76-82.
4. Dr. Ir. Gouw Tjie Liong. Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems // *International Journal of Applied Engineering Research*, Volume 9, Number 21 (2014) – Reaserch India Publications, 2014 – С. 8291-8311.
5. J. Pruška. Comparison of geotechnic softwares - Geo FEM, Plaxis, Z-Soil. // *XIIIth European Conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Geotechnical problems with man-made and influenced grounds*. 25-28th August 2003. Prague. Czech Republic – Prague, 2003 – с. 819-824.

REFERENCES

1. Boyko I.P., Ruchkivskiy V.V. (2019). Vplyv fundamentiv budynku na napruzhenodeformovanyi stan utrymuiuchykh konstruksii [The influence of house foundations on the stressed-deformed state of retaining structures]. *Osnovu ta fundamenty: naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 38, 9-15 (in Ukrainian).
2. Kuprii V.P., Kulazhenko Ye.Iu., Hudkova A.S. (2015). Modeliuvannia sumisnoi roboty konstruksii kriplennia kotlovanu ta ґruntu z zastosuvanniam metodu skinchenykh elementiv (MSE) [Modeling the joint operation of the pit and soil fastening structure using the finite element method (FEM)]. *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*. Kyiv: NTU, 7, 8-20 (in Ukrainian).
3. Ruchkivskiy V.V. (2020). Napruzhenodeformovanyi stan pidpirnykh stin v zalezhnosti vid yikh konstruksii [Stress-deformed state of retaining walls depending on their design]. *Osnovu ta fundamenty: naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 40, 76-82 (in Ukrainian).
4. Dr. Ir. Gouw Tjie Liong. (2014). Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems. *International Journal of Applied Engineering Research*, Volume 9, Number 21 (2014). Reaserch India Publications, C. 8291-8311.
5. J. Pruška. (2003). Comparison of geotechnic softwares - Geo FEM, Plaxis, Z-Soil. *XIIIth European Conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Geotechnical problems with man-made and influenced grounds*. 25-28th August 2003. Prague. Czech Republic, Prague, 819-824.

**Research on effective pit fencing solutions
for the construction of a two-level parking lot
of a multi-story building**

*Liudmyla Bondareva,
Kostiantyn Mekheda*

Summary. A study on the effective placement of the piles in the retaining wall of the pit was carried out. A comparison of internal forces and horizontal displacements of the retaining wall piles was drawn among three variants of their placements in the wall. The influence on the calculation results of the detailing of the soil excavation process during modeling using the Plaxis 2D was examined. Based on the research on the stress-strain state (STS) of the retaining wall piles using the spatial setting of the problem, a comparison to the problem with the flat setting was drawn. Additionally, an analysis of the bending moments and horizontal displacements in the retaining wall piles with a spatial setting of the problem was made.

Based on the obtained results, information on the effectiveness of different variants of the pile placement in the retaining wall of the pit, as well as the convergence of the calculation results with different detailing of the excavation process modeling is presented. Also, a comparison of the values of internal forces, horizontal displacements, and the elevation of the pit bottom between flat and spatial problem settings was made. The distribution of forces between piles of the retaining wall using a spatial problem setting is presented.

The finite element model consists of the soil base and retaining wall structure. Modeling of the base was executed using the Hardening soil model, in which the following soil characteristics are used during the calculation: γ – the specific weight of the soil in its natural state; γ_{sat} – the specific weight of the soil in the water-saturated state; c – cohesion; φ – the effective stress friction angle; ψ – dilatancy angle; E_{50} – stiffness for primary loading; E_{oed} – oedometer loading stiffness; E_{ur} – stiffness for un/reloading. The calculation was made using the Plaxis program complex.

Today, the effective and the most rational way of retaining wall design during the construction of buildings and structures with underground parts is significant. A successful choice of the construction of the excavation fencing not only ensures the reliability of the construction but also allows using building materials in the most efficient way. In addition, the choice of the method of the problem definition and its detailing are important factors when approaching the modeling process of similar

problems, as they affect the accuracy of the obtained results, the degree of labor-intensiveness, and the time spent on the calculation.

Keywords. retaining wall, pit, numerical methods, location of piles, excavation of the pit, flat setting, spatial setting, Plaxis 2D, Plaxis 3D.

Аналіз експлуатаційної придатності фундаментів споруд для зберігання зерна

Юрій Винников¹, Максим Харченко², Валентин Марченко³, Олексій Кічасов⁴

^{1,2} Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
24, просп. Першотравневий, м. Полтава, Україна, 36011

¹ vyunnykov@ukr.net, <https://orcid.org/0000-0003-2164-9936>

² kharchenkomo@ukr.net, <https://orcid.org/0000-0002-1621-2601>

^{3,4} ТОВ «Науково-технічне підприємство «АЛЬМАГРУП»

2-В, вул. Першотравнева, м. Кременчук, Полтавська область, Україна, 39600

³ marchenkovalentyn@gmail.com

⁴ oleksiikichasov@gmail.com

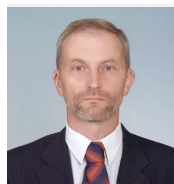
DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.63-72

Анотація. На прикладі складної системи підземної частини силосу типу «просадочна ґрунтова основа – фундаментна стрічка – підсилована галерея – ущільнена основа – плита днища» досліджено зміну її напружено-деформованого стану (НДС) як індикатору оцінювання експлуатаційної придатності такого виду промислової споруди.

На базі аналізу існуючої проектно-документації та натурних обстежень встановлено основні етапи роботи споруди протягом її зведення та подальшої експлуатації. Для оцінювання поточного технічного стану системи основ і фундаментів проведено моделювання її НДС методом скінченних елементів. При цьому, щоб отримати фактичний напружений стан системи за деформованою схемою, додатково було використано результати геодезичних вимірювань у часі.

В роботі зосереджено увагу на характері взаємного впливу окремих елементів складної системи фундаментів, висвітлено характерні зміни в конструктивній схемі та особливостях перерозподілу напружень всередині системи на різних етапах експлуатації (враховано локальні замкнення лесової просадочної товщі потужністю до 7,2 м, що було характерно для натурального дослідного об'єкту).

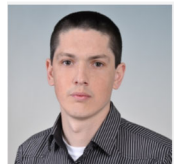
Зокрема, визначено зусилля в залізобетонних елементах підземної галереї силосу. Враховано вплив зміни НДС системи фундаментів на їх роботу при змінних навантаженнях і впливах.



Юрій Винников
Завідувач кафедри буріння та геології, д.т.н., проф.



Максим Харченко
Доцент кафедри буріння та геології, к.т.н., доцент



Валентин Марченко
Інженер, к.т.н.



Олексій Кічасов
інженер

Встановлено, що проектування подібних складних систем все ще вимагає подальшого дослідження розрахункових схем і ситуацій. При проектуванні складних систем фундаментів силосів досить поширеною помилкою є невірне врахування жорсткостей підземної галереї, зворотної засипки під плитою днища й локально замклої лесової товщі під фундаментною стрічкою. Ці фактори суттєво впливають на загальний рівень надійності та безаварійної експлуатації промислової споруди в цілому.

Також показано, що необхідно враховувати вплив суміжних силосів і фактору несиметричності фундаменту вздовж та впоперек підземної галереї.

Ключові слова. Металевий силос, імітаційне чисельне моделювання, осідання, слабка ґрунтова основа, напружено-деформований стан, фундамент з підземною галереєю.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогоднішній день найбільш популярним типом споруд для зберігання зерна є металеві силоси. Більшість споруд такого типу експлуатуються двадцять і більше років. Тому наразі вже накопичено певна статистична інформація щодо їх зведення, але аналогічного досвіду відносно їх експлуатації, а особливо ремонту поки ще недостатньо, через що ця проблема потребує дослідження.

Аналіз аварій споруд цього типу вказує на те, що вони зазвичай викликані нерівномірними деформаціями ґрунтової основи та руйнуванням конструкцій фундаментів [1, 2].

В Україні для металевих силосів доволі поширеним є наступний тип фундаментів: залізобетонний стрічковий фундамент, на який спирається підземна залізобетонна галерея з днищем (зазвичай днище з'єднано з галереєю, але не з'єднано з фундаментною стрічкою).

Просторову схему даної системи фундаментів наведено на Рис. 1.

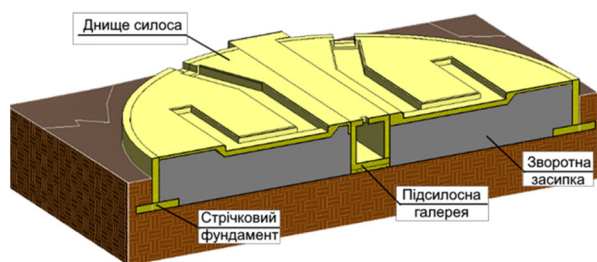


Рис.1. Просторова схема системи фундаментів силосу

Fig.1. General view of the silo foundation system

Додатковою особливістю цього типу фундаменту є спирання різних його складових частин на різну ґрунтову основу. Так фундаментна стрічка та підземна галерея спираються на природну основу (переважно на

слабкі чи лесові просадочні ґрунти), а днище – на пошарово ущільнену зворотну засипку.

Цей тип фундаментів є відносно економічним, що забезпечило його широке впровадження, але водночас для нього є характерним і порушення спільної роботи його окремих частин за нерівномірних деформаціях ґрунтової основи, та як наслідок – виникнення проблем при експлуатації промислового об'єкту через перекося надсилосних завантажувальних металевих галерей, виникнення тріщин у залізобетонних елементах розвантажувальних підземних галерей, перекося залізобетонної плити днища силосу і т. ін.

Таким чином, актуальними є питання аналізу експлуатаційної придатності фундаментів споруд для зберігання зерна з урахуванням усіх перелічених вище чинників з метою розроблення рекомендацій щодо їх подальшої безаварійної експлуатації цих споруд.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для фундаментів силосу даної конструкції вже проводили дослідження розподілу контактних напружень і визначення осідань й прогинів їх окремих елементів, а також оцінювали залежності величини кренів споруд від різних ґрунтових умов [3, 4].

Зокрема, було встановлено, що для коректного оцінювання деформацій системи «просадочна ґрунтова основа – фундаментна стрічка – підсилосна галерея – ущільнена основа – плита днища» необхідно враховувати особливості зміни жорсткості як для штучних основ, так і для локально замкнених і ще незамкнених лесових ґрунтів [5, 6], у т. ч. й основ, армованих жорсткими вертикальними елементами [7, 8].

Використання методу скінченних елементів (МСЕ) для моделювання НДС системи фундаментів дозволило, зокрема, враховувати: взаємний вплив їх окремих елементів; стадійність прикладання навантаження та його повторюваність; нелінійний характер деформації основи, тощо [7-10], – а також

уточнити характеристики основи за результатами геодезичних вимірювань у часі [11-13].

Також важливо брати до уваги й просторову мінливість залягання ґрунтів у межах ділянки та імовірнісну природу їх характеристик [14-16].

МЕТА РОБОТИ

Тому за мету роботи прийнято – проаналізувати зміну НДС складної системи «просадочна ґрунтова основа – фундаментна стрічка – підсилована галерея – ущільнена основа – плита днища» (далі «системи фундаментів») на різних етапах експлуатації силосів для зберігання зерна.

Для досягнення мети вирішувалися такі задачі:

- виконання комплексного аналізу факторів, які не враховано при складанні розрахункових моделей складних систем фундаментів типу «просадочна ґрунтова основа – фундаментна стрічка – підсилована галерея – ущільнена основа – плита днища»;
- розроблення розрахункової моделі системи фундаментів і чисельне моделювання їх роботи на різних етапах експлуатації;
- обстеження технічного стану силосів із урахуванням різних етапів їх експлуатації для оцінювання впливу ряду факторів на НДС системи фундаментів;
- уточнення параметрів розрахункової моделі з урахуванням фактично отриманих даних при натурних обстеженнях та оцінювання впливу окремих чинників на зміну НДС системи фундаментів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Натурні польові дослідження виконано на прикладі силосної групи з шести силосів, кожен з яких мав діаметр 23,78 м і ємність 7760 м³ (Рис. 1).

У кожного силосу, що досліджувався, система фундаментів складається із залізобетонних монолітних складових: фундаментної стрічки; підсиленої галереї; плити

днища. Стрічка складається зі стінки товщиною 400 мм і висотою 2,8 м та підшви товщиною 400 мм і шириною 2,4 м. Навантаження від зерна передається на стінки силосу та бетонне днище товщиною 150 мм.

Основою днища служить ущільнений ґрунт зворотної засипки. За центром силосу знаходиться підземна галерея, що з'єднана з днищем та спирається на стрічку. Галерея в перерізі має коробчасту форму 2,2×2,6(н) м з товщиною стінок 300 мм. Глибина закладання підшви фундаментної стрічки від рівня планування складе 1,8 м.

Геологічна будова майданчика до 20 м представлена четвертинними важкими та легкими пілуватими суглинками, які з глибини близько 15 м підстиляються легкими пілуватими глинами. При цьому з глибини 1,7-2,2 м четвертинні відклади перекриті насипним ґрунтом. До глибини 7,2 м лесові суглинки мають просадочні властивості.

Інженерно-геологічний розріз ділянки з прив'язкою до нього системи фундаментів силосу наведено на Рис. 2.

У Табл. 1 виділено три основних етапи експлуатації натурних силосів (у т. ч. роботи системи фундаментів).

Для обґрунтування фактичної роботи всіх елементів системи фундаментів проведено порівняння їх НДС на різних етапах експлуатації, отриманих при обстеженнях (тріщини в залізобетонних елементах, прогини, перекося, нерівномірні деформації, тощо) та за результатами моделювання МСЕ, так званім, зворотнім розрахунком (ітераційні розрахунки зі зміною жорсткості ґрунтової основи до моменту отримання фактичного стану елементів системи фундаментів).

На Рис. 3 подано розрахункову модель системи фундаментів із відповідними навантаженнями та впливами.

Результати аналітичних розрахунків основи фундаментної стрічки для конкретних інженерно-геологічних умов і навантажень наступні.

За першою групою граничних станів сума вертикальних складових усіх розрахункових граничних навантажень і впливів ($\Sigma F_{vi} \times \gamma_i = 697,5$ кН) більша за вертикальну складову граничного опору ґрунту основи

($\gamma_c \times N_u / \gamma_n = 681,4$ кН) з коефіцієнтом перевантаження 1,02. Тобто величини тисків під подошвою фундаментів з боку днища споруди за повного завантаження силосів наближаються до їх гранично допустимих значень.

За другою групою граничних станів максимальний тиск під подошвою фундаменту складає $p_{max} = 346,8$ кПа, а мінімальний

$p_{min} = 46,1$ кПа. При цьому коефіцієнт перевищення тиску над розрахунковим опором ґрунту складає 0,86.

Величина осідання ґрунтової основи фундаментної стрічки, визначена за методом лінійно деформованого напівпростору [17], склала $S_{max} = 12$ см.

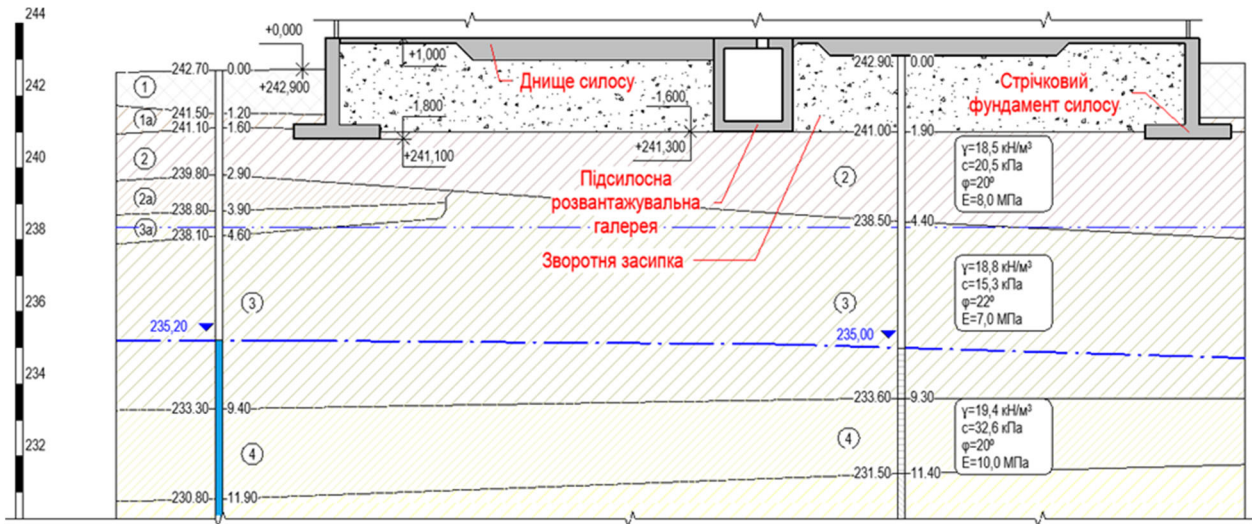


Рис.2. Інженерно-геологічний розріз майданчика, на якому експлуатується силосна група
Fig.2. Engineering geological cross sections of the silo site

Табл. 1. Етапи експлуатації натурних силосів
Table 1. Exploitation stages of the silos

№ етапу	Опис етапу	Чинники, що визначали НДС системи фундаментів
1	Будівництво та початок експлуатації	- невірно враховане додаткове навантаження від плити днища на внутрішній виступ подошви фундаментної стрічки; - неякісне виконання зворотної засипки і як наслідок довантаження підсилосної галереї.
2	З моменту замокання лесових просадочних ґрунтів під фундаментною стрічкою на ранніх етапах експлуатації	- ущільнення зворотної засипки під плитою днища від ваги продукції і як наслідок перекося плити днища; - локальні замкнення лесової просадочної товщі й початкові нерівномірні осідання основи фундаментної стрічки силосів; - утворення в локальних зонах пластичних шарнірів у плиті днища вздовж галереї; - ущільнення ґрунтової основи під фундаментною стрічкою.
3	Деградація лесової просадочної товщі під фундаментною стрічкою й перехід технічного стану споруд у незадовільний до нормальної експлуатації	- тривале нерівномірне замкнення ґрунтової основи фундаментної стрічки; - збільшення нерівномірних й абсолютних осідань основи фундаментної стрічки та відповідно перерозподіл напружень і деформацій у системі фундаментів; - утворення тріщин у підсилосних галереях; - перекося у стійках і мостових конструкціях надсилосних транспортних завантажувальних галереях.

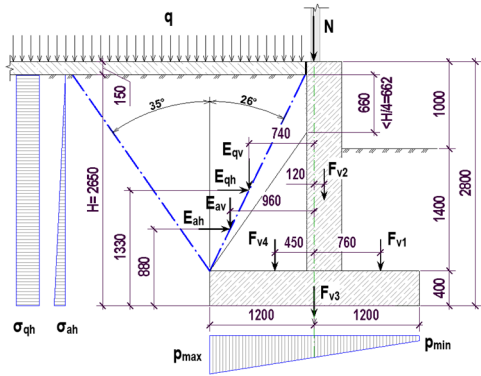


Рис.3. Розрахункова модель системи фундаментів

Fig.3. Foundation system design scheme

Ця розрахункова модель коректно описує розрахункову ситуацію за відсутності локальних замочань просадочної товщі основи фундаментів і відповідно не враховує нерівномірні деформації фундаментів у процесі експлуатації силосів. З іншого боку дана модель враховує перерозподіл між різними елементами системи за умови коректно реалізованих проектних рішень фундаментів. Тобто є сенс використовувати її для проектування силосів з метою прийняття основних рішень із відповідними коефіцієнтами надійності, але для врахування нелінійної поведінки основи й локального замочання просадочної товщі під фундаментами слід додатково застосовувати моделювання МСЕ.

Тому для порівняння даних, отриманих аналітично та при обстеженнях, було додатково проведено моделювання НДС системи фундаментів МСЕ.

Основні передумови скінченоелементної моделі такі: всі залізобетонні конструкції фундаментів змодельовано пластинами відповідних жорсткостей; поведінка ґрунтів і залізобетонних елементів вважається пружною; локальне замочання ґрунтової основи в різних її частинах враховано ітераційними методами шляхом зниження величини жорсткості.

Параметри ґрунтів зворотної засипки визначено зворотним розрахунком МСЕ шляхом аналізу характеру осідання днища в процесі експлуатації силосу.

Розрахункову скінченоелементну модель системи фундаментів наведено на Рис. 4.

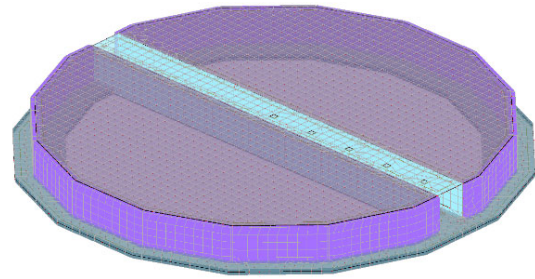


Рис.4. Розрахункова схема просторової системи «просадочна основа – фундаментна стрічка – підсилосна галерея – ущільнена основа – плита днища»

Fig.4. Design scheme of the spatial system “subsidence soil base – foundation strip – underground gallery – compacted base – slab”

Одна з основних задач розрахунку – отримання внутрішніх зусиль в елементах з урахуванням фактично вимірних і розрахованих деформацій, а також зафіксованих обстеженнями пошкоджень, що виникли в процесі експлуатації споруди. Окрема складова цієї задачі – визначення зусиль у галереї як в балочному елементі. Аналіз проводився відповідно етапів роботи системи фундаментів (див. Табл. 1).

На етапі 1 змодельовано розрахункову ситуацію до моменту замочання просадочної товщі й до моменту ущільнення зворотної засипки під днищем від ваги зерна. Для цього періоду характерні значно більші коефіцієнти жорсткості основи під стрічкою та дном галереї порівняно з основою під днищем. Це призводить до значної різниці між деформаціями основи під стрічкою та галереєю і днищем (Рис. 5).

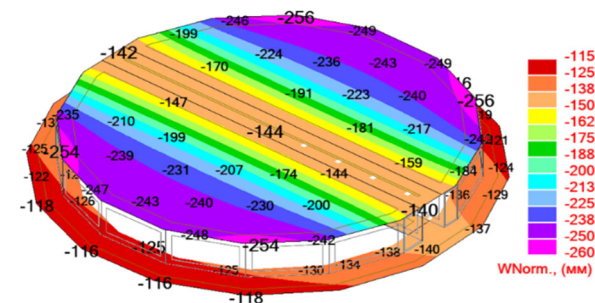


Рис.5. Карта осідань системи фундаментів на першому етапі експлуатації, мм

Fig.5. Vertical deformation map of the foundation system at the first stage of exploitation, mm

Розраховані осідання галереї та стрічки коливалися від 12,5 см до 14,1 см, а деформації плити днища знаходились в межах 14,2...25,4 см.

Тобто галерея виявилась суттєво довантаженою плитою днища, що також добре помітно за розподілом тисків під підошвою фундаментів (Рис. 6).

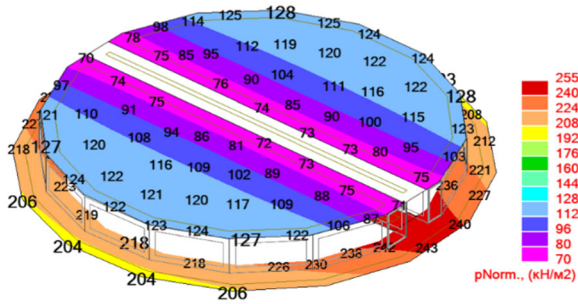


Рис.6. Карта розподілу тисків під елементами системи фундаментів на першому етапі експлуатації, кПа

Fig.6. Stresses map in the silo foundation base system at the first stage of exploitation, kPa

На цій стадії максимальне значення згинального моменту в галереї як в балочному елементі склало 3537 кНм (Рис. 7).

Перевірочний розрахунок перерізу галереї за міцністю показав, що вона перевантажена в 1,6 разів.

При обстеженні галереї виявлено опоясуючі тріщини за днищем і стінках у центральній її частині, які ймовірно виникли на даному етапі експлуатації через суттєве перевантаження.

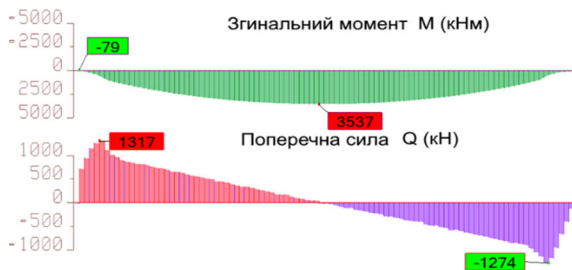


Рис.7. Внутрішні зусилля в галереї на першому етапі експлуатації

Fig.7. Forces in the underground gallery at the first stage of exploitation

У розрахункові моделі для другого та третього етапів експлуатації силосів враховано утворення тріщин у конструкціях галереї, а також замокання лесової основи фундаментної стрічки. Для цього періоду характерним було зниження коефіцієнтів жорсткості основи під стрічкою та дном галереї порівняно з основою плити днища силосу (враховано ущільнення зворотної засипки з часом).

Абсолютні осідання системи фундаментів збільшуються, однак відбувається зменшення різниці між значеннями деформацій окремих елементів системи (Рис. 8).

Розраховані осідання фундаментної стрічки складають 17,3...17,8 см, галереї – 17,8...18,0 см. Деформації плити днища коливаються в межах 18,0...24,5 см.

Схожі процеси можна спостерігати і на картах розподілу тисків (Рис. 9).

Максимальне значення згинального моменту в галереї на другому й третьому етапах експлуатації зменшується до 1591 кНм (Рис. 10). Тобто порівняно з першою стадією експлуатації величини згинального моменту зменшилися майже вдвічі.

При цьому вплив тріщин у галереї, що виникли на першому етапі, враховано за рахунок зниження на 30% жорсткості нижньої грані галереї. На цьому етапі коефіцієнт використання несучої здатності підземної галереї складає 1,0.

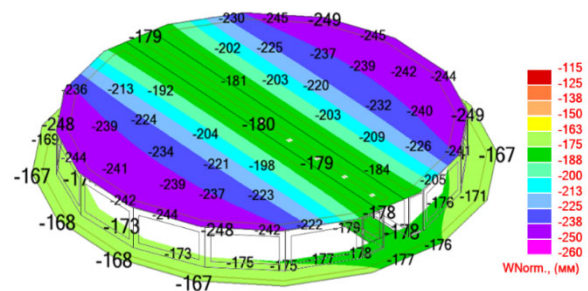


Рис.8. Карта осідань елементів системи фундаментів на другому та третьому етапах експлуатації (значення в мм)

Fig.8. Vertical deformation map of the foundation system at the second stage of exploitation, mm

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

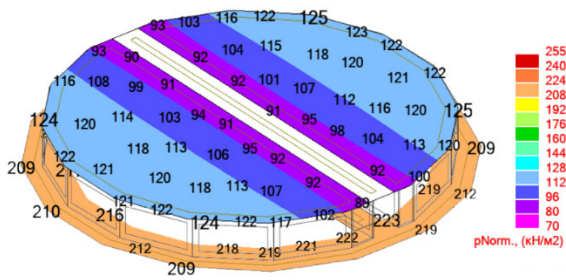


Рис.9. Карта розподілу тисків під елементами системи фундаментів на другому та третьому етапах експлуатації, кПа

Fig.9. Stresses map in the silo foundation base system at the second stage of exploitation, kPa

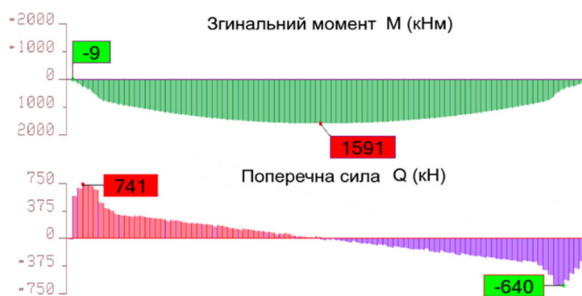


Рис.10. Внутрішні зусилля в галереї на другому етапі експлуатації

Fig.10. Forces in the underground gallery at the second stage of exploitation

На третьому етапі експлуатації у плиті днища в зоні примикання до стінок галереї утворилися тріщини. Тобто відбулося утворення пластичних шарнірів і незначне розвантаження галереї від ваги зерна, що припадає на плиту днища.

При погіршенні умов експлуатації (наприклад, подальше замокання лесової просадочної товщі) ймовірним є початок руйнування всієї системи фундаментів через подальше руйнування залізобетонних конструкцій галереї, оскільки вона забезпечує сумісну роботу днища та фундаментної стрічки.

Тому для можливості подальшого безпечного використання промислових споруд слід дотримуватися обмеженого режиму їх експлуатації.

При цьому найбільш простим рішенням є зменшення завантаження силосів до значень, при яких всі елементи системи будуть мати необхідну несучу здатність.

В результаті комплексного аналізу факторів, які не враховано при складанні розрахункових моделей складних систем фундаментів типу «просадочна ґрунтова основа – фундаментна стрічка – підсилююча галерея – ущільнена основа – плита днища» та обстеження технічного стану силосів із врахуванням різних етапів їх експлуатації встановлено, наступне.

1. Не достатньо вивченим поки є питання перерозподілу НДС у зонах контакту різних елементів системи фундаментів, особливо за умов локального замокання їх просадочних основ.

2. Необхідно враховувати вплив суміжних силосів і фактору несиметричності фундаменту вздовж та впоперек підземної галереї.

3. Невірно оцінюється фактична жорсткість підземної галереї та зворотної засипки під плитою днища силосу, що при нерівномірності деформацій кільцевого фундаменту суттєво впливає на внутрішні зусилля в елементах підземної галереї, а відповідно й на повний перерозподіл НДС в усіх елементах системи.

4. Поки ще відсутні методики для врахування: жорсткості залізобетонних елементів із тріщинами; нерівномірних деформацій фундаментів при локальних замоканнях просадочної товщі основи; ущільнення ґрунтової основи при тривалому завантаженні розвантаженні промислової споруди. Це є дуже необхідним інструментом для оцінювання експлуатаційної придатності силосів і розроблення рекомендацій щодо подальшої їх безпечної експлуатації, особливо за умови їх незадовільного чи аварійного технічного станів.

Тому за результатами аналізу експлуатаційної придатності фундаментів споруд для зберігання зерна є сенс запропонувати наступні рекомендації.

1. На стадії проектування нової споруди можливо використовувати аналітичні розрахункові моделі, схему яких наведено на рис. 3, за умови суттєвого обмеження вели-

чини тисків під подошвою стрічкового фундаменту та відповідно обмеження розрахункових осідань і просідань їх основи. Зокрема, рекомендується обмежити максимальні краєві тиски величиною 200 кПа. При цьому слід якісно виконувати та контролювати ущільнення ґрунту зворотної засипки під днище чи виконувати деформаційний шов по підземній галереї, щоб уникнути її безпосереднє спирання на стрічковий фундамент.

2. При використанні чисельних моделей МСЕ на стадії проектування нової споруди слід виконувати ітераційні розрахунки із врахуванням усіх можливих розрахункових ситуацій і стадій експлуатації споруди. Зокрема, важливим фактором є врахування жорсткості ґрунтової основи під різними елементами системи, особливо слід врахувати можливі локальні замокання просадочної товщі, повну деградацію лесового масиву, можливість неякісного ущільнення ґрунтової основи під днище, а також найбільш несприятливі сполучення описаних вище чинників.

3. Для оцінювання НДС елементів системи фундаментів споруд, які експлуатуються, слід врахувати фактичний деформований стан їх елементів за даними геодезичних вимірювань, а також порівнювати отримані розрахунком напруження з місцями розташування фактичних пошкоджень (тріщини, перекося, сколи, тощо). Тобто лише при порівнянні даних обстежень із даними за розрахунками можливо отримати коректну розрахункову модель, яка придатна для розроблення рішень щодо подальшої їх безпечної експлуатації. При цьому важливими також є дані щодо врахування фактичних механічних характеристик ґрунтової основи, яка знаходиться в тривалому циклічному процесі завантаження-розвантаження.

ЛІТЕРАТУРА

1. Carson J. Silo failures: why do they happen? / J. Carson, T. Holmes // *Task Quarterly*. 2003-7(4). – pp. 499-512.
2. Dutta A. Study of Types of Failures in Silos / A. Dutta // *GRA - Global research analysis*. 2013.

ISSN No 2277-8160. – pp. 41-43. doi: 10.36106/GJRA.

3. Дворник А.М. Основи та фундаменти циліндричних силосів для зерна / А.М. Дворник, І.Г. Любченко, В.А. Титаренко, О.В. Шидловська // *Наука та будівництво*. – 2019. – №3. – С. 12-18.
4. Мозговий А.О. Особливості конструкцій залізобетонних фундаментів силосів збільшених розмірів / А.О. Мозговий, А.А. Бутенко // *Збірник наук. пр. [УкрДУЗТ]. Сер.: Будівництво та цивільна інженерія*. – 2022. – Вип. 199. – С. 54-67.
5. Винников Ю.Л. Проблеми визначення модуля деформації замочлих лесоподібних ґрунтів / Ю.Л. Винников // *Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка*. Вип. 3 (28). – Полтава: ПНТУ, 2010. – С. 62-68.
6. Зоценко М.Л. Особливості визначення осідань основ плитних фундаментів зернохосвищ силосного типу / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін, М.В. Бібік, В.І. Марченко, М.І. Лапін // *Зб. наук. Праць (галузеве машинобуд., буд-во)*. – Полтава: ПНТУ, 2009. – Вип. 2 (27). – С. 101-110.
7. Винников Ю.Л. Розрахунок фундаментної плити силосів на армованій стохастичній основі / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, В.І. Марченко // *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. – Дніпро: ДНУЗТ, 2012. – Вип. 3. – С. 26 – 32.
8. Dhaybi M. Foundations reinforced by soil mixing: Physical and numerical approach / M. Dhaybi, A. Grzyb, R. Trunfio, F. Pellet // *Proc. of Intern. Symp. "Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works"*. – Brussels 2012 – vol. 3 pp. 137-145.
9. Марченко В.І. Напружено-деформований стан армованих за бурозмішувальною технологією слабких глинистих основ з урахуванням чиннику часу: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Марченко Валентин Іванович. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 230 с.
10. Підлуцький В.Л. Формування НДС у фундаментах зерносушильних комплексів при зміні параметрів ґрунтів / В.Л. Підлуцький, О.В. Литвин // *Основи та фундаменти: Міжвід. наук.-техн. збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 55-63.
11. Calvello M. Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis / M. Calvello, R.J. Finno // *Computers and*

- Geotechnics*. – Evanston: Northwestern University, 2004. – 31(5), pp. 411-425. doi:10.1016/j.compgeo.2004.03.004.
12. Носенко В. Визначення напружено-деформованого стану групи паль шляхом числового моделювання їх взаємодії з основою за даними польових досліджень / В. Носенко, О. Кашоїда // *Основи та фундаменти: Міжвід. наук.-техн. збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 87-100.
 13. Бойко І.П. Ідентифікація параметрів ґрунтів на основі результатів натурних випробувань паль / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, М.В. Хоронжевський // *Основи і фундаменти: Міжвід. наук.-техн. збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 9-18.
 14. Luo Z. Influence of site sampling plan on differential shallow foundation settlement prediction using conditional-random-field-based finite element method / Z. Luo, N. Luo, B. Das // *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Sydney: Australian Geomechanics Society. – 2022. – p. 4583-4587.
 15. Ching J. Is the scale of fluctuation the only important parameter in geotechnical spatial variability? / J. Ching // *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Sydney: Australian Geomechanics Society. – 2022. – p. 4531-4536.
 16. Dareeju B. Probabilistic modelling of shear strength parameters for tailings dam design / B. Dareeju, T. Rowles, Y. Xu // *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Sydney: Australian Geomechanics Society. – 2022. – p. 4537-4541.
 17. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. – К.: Мінрегіонбуд, 2018. – 40 с.
 - fundamentiv sylosiv zbilshenykh rozmiriv [The effective structures of reinforced concrete foundation of syloses at grain transfer terminals]. *Zbirnyk nauk. prats: Budivnytstvo ta tsyvilna inzheneriia*. UkrDUZT, 199, 54-67 (in Ukrainian).
 5. Vynnykov Yu.L. (2010). Problemy vyznachennia modulia deformatsii zamoklykh lesopodibnykh gruntiv [Problems of determining the modulus of deformation of dense loess soils]. *Zb. nauk. prats (haluzeve mashynobud., bud-vo)*. Poltava: PNTU, 3(28), 62-68 (in Ukrainian).
 6. Zotsenko M.L., Vynnykov Yu.L., Pichuhin S.F., Bibik M.V., Marchenko V.I., Lapin M.I. (2009). Osoblyvosti vyznachennia osidan osnov plytynykh fundamentiv zernoskhovyshch sylosnoho typu [The comparison results of determination of settlement of poor-bearing clay bases of slab foundation of the granary of silo type the method of layer-by-layer summing up and modeling by method of ultimate elements with dates of geodetic observation after total stress of the silos are presented]. *Zb. nauk. Prats (haluzeve mashynobud., bud-vo)*. Poltava: PNTU, 4(27), 101-110 (in Ukrainian).
 7. Vynnykov Yu.L., Kharchenko M.O., Marchenko V.I. (2012). Rozrakhunok fundamentnoi plyty sylosiv na armovanii stokhastychnii osnovi [Design of foundation plate of grain silage on reinforced stochastic soil base]. *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*. Dnipro: DNUZT, 3, 26-32 (in Ukrainian).
 8. Dhaybi M., Grzyb A., Trunfio R., Pellet F. (2012). Foundations reinforced by soil mixing: Physical and numerical approach. *Proc. of Intern. Symp. "Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works"*. Brussels, 3, 137-145.
 9. Marchenko V.I. (2012). Napruzhenodeformovanyi stan armovanykh za burozmishuvalnoiu tekhnolohiieiu slabkykh hlynistykh osnov z urakhuvanniam chynnyku chasu [The stress-stain state of weak clay bases reinforced by drilling-mixing technology, taking into account the time factor]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Poltava: PoltNTU, 230 (in Ukrainian).
 10. Pidlutskyi V.L., Lytvyn O.V. (2020). Formuvannia NDS u fundamentakh zernosushlynykh kompleksiv pry zmini parametriv hruntiv [Formation of stress-strain state in the foundations of grain drying complexes when changing soil parameters]. *Osnovy ta fundamenty: Mizhvidomchyyi naukovy-tekhnichniy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 41, 55-63 (in Ukrainian).

REFERENCES

1. Carson J., Holmes T. (2003). Silo failures: why do they happen? *Task Quarterly*. 7(4), 499-512.
2. Dutta A. (2013). Study of Types of Failures in Silos. *Global research analysis*. Nov. 2013. ISSN No 2277-8160, 41-43. doi: 10.36106/GJRA.
3. Dvornyk A.M., Liubchenko I.H., Tytarenko V.A., Shydlovska O.V. (2019). Osnovy ta fundamenty tsylindrychnykh sylosiv dlia zerna [Bases and foundations for grain cylindrical silos]. *Nauka ta budivnytstvo*. Kyiv: NDIBK, 3, 12-18 (in Ukrainian).
4. Mozghovyi A.O., Butenko A.A. (2022). Osoblyvosti konstruktsii zalizobetonnykh

11. Calvello M., Finno R.J. (2004). Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis. *Computers and Geotechnics*. Evanston: Northwestern University, 31(5), 411–425.
12. Nosenko V., Kashoida O. (2021). Vyznachennia napryjeno-deformovanogo stany grypi pal shliahom chislovogo modeliuvannia ih vzaie-modii z osnovoiv za dannimi poliovih doslidjen [Determination of the stress-strain state of group of piles by numerical simulation of their interaction with the base according to field research data]. *Osnovu ta fundamenty: Mizhvidomchij naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 43, 87-100 (in Ukrainian).
13. Boyko I.P., Skochko L.O., Khoronzhevskiy M.V. (2021). Vyznachennya parametriv gruntu za rezul'tatamy pol'ovykh vyprobuvan' pal' [Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles]. *Osnovu i fundamenty: Mizhvidomchij naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 42, 9-18 (in Ukrainian).
14. Luo Z., Luo N., Das B. (2022). Influence of site sampling plan on differential shallow foundation settlement prediction using conditional-random-field-based finite element method. *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society, 4583-4587.
15. Ching J. (2022). Is the scale of fluctuation the only important parameter in geotechnical spatial variability? *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society, 4531-4536.
16. Dareeju B., Rowles T., Xu Y. (2022). Probabilistic modelling of shear strength parameters for tailings dam design. *Proc. of the 20th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney: Australian Geomechanics Society, 4537-4541.
17. DBN V.2.1-10:2018. (2018). *Osnovy i fundamenty budivel ta sporud*. Kyiv: Minrehionbud, 40 (in Ukrainian).

Serviceability analysis of the grain storage facilities foundations

Yuriy Vynnykov,
Maksym Kharchenko,
Valentyn Marchenko,
Oleksii Kichasov

Summary. The change in the stress-strain state is analyzed on the example of a complex underground part of silo "loess soil base – foundation strip – undersilo tunnel gallery – compacted soil base – bottom silo slab" system as an indicator for assessing the serviceability of this type of industrial structure.

Based on the analysis of existing design documentation and field surveys, the main stages of the structure's operation during its construction and subsequent operation have been identified. Finite element analysis was performed to evaluate the current technical condition of the system of bases and foundations. At the same time, the results of geodetic measurements over time were additionally used to obtain the actual stress-strain mode of the system according to the deformed scheme.

The paper focuses on the nature of the mutual influence of individual elements of the complex foundation system. The study highlights the characteristic changes in the structural scheme and the peculiarities of stress redistribution within the system at different stages of operation. Has been taken into account local soaking of the loess soil with a thickness of up to 7.2 m that was typical for the full-scale experimental object.

Particularly, the forces in the reinforced concrete members of the underground tunnel gallery of the silo have been determined. The influence of changes in the stress-strain mode of the foundation system on their operation under variable loads and impacts has been taken into account.

It has been established that the design of such complex systems still requires further research on the design schemes and situations. When designing complex foundation systems of silo, a common mistake is to incorrectly take into account the stiffness of the underground tunnel gallery, backfill under the bottom slab, and locally locked loess soils under the foundation strip. These factors have a significant impact on the overall level of reliability and faultless operation of the industrial structure as a whole.

It is also shown that it is necessary to take into account the influence of adjacent silos and the factor of asymmetry of the foundation along and across the underground gallery.

Key words. Metal silo, numerical simulation, settlement, poor-bearing soil base, stress-strain state, foundation with underground galleries.

Оцінка впливу просторової жорсткості ростверку на напружено-деформований стан пальових фундаментів будинку

Вероніка Жук¹, Олександра Альошкіна², Олександр П'ятков³

Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

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

²aloshkina_os@knuba.edu.ua

³av.pyatkov@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-8797-151X

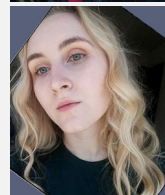
DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.73-87

Анотація. Забезпечення громадян житлом є однією з актуальних проблем в Україні. Обмежена кількість поверхів дозволяє використовувати таке архітектурно-планувальне рішення для кварталів відкритого типу (внутрішні території при такому плануванні залишаються більш відкритими, прозорими та створюють відчуття вільного простору). Задля вирішення цієї проблеми насамперед необхідно приймати конструктивно- та економічно-доцільні рішення на стадії проектування. Головною задачею проектувальника є розробка конструкцій для безпечної та ефективної роботи споруди. Ці фактори залежать від розробки конструктивної схеми будівлі та коректності розрахунку. Розвиток сучасних технологій та наявність різноманітних програмних комплексів дозволяють виконати такі розрахунки та реалізувати врахування взаємодії елементів системи «основа-фундамент-надземні конструкції», що є обов'язковим для сучасного проектування.

Комп'ютерне моделювання за допомогою різноманітних програмних комплексів дозволяє відслідковувати формування напружено-деформованого стану в несучих конструкціях споруди залежно від деформаційних властивостей ґрунтової основи на будівельному майданчику, а також залежно від зміни параметрів конструкцій самого будинку. Усебічний аналіз вихідних даних, аналіз інженерно-геологічних умов майданчика, врахування планувально-конструктивної схеми будинку, а також виконання комплексного числового дослідження напружено-деформованого стану елементів будівлі дозволяє відслідковувати вплив зміни параметрів фундаментів на перерозподіл деформацій та напружень у всіх конструктивних елементах споруди. Отже, виконання комп'ютерного моделювання дає змогу обрати раціональний тип фундаментів, що буде відповідати не тільки вимогам по



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



Олександра Альошкіна
магістр кафедри
геотехніки



Олександр П'ятков
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.

надійності, але й буде економічно ефективним одночасно.

У роботі представлено результати порівняння варіантів суцільного плитного та стрічкового ростверку фундаментів будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій. Проведене дослідження підтверджує, що перехід від стрічкового варіанту ростверків на плитний спричиняє зміну характеру деформування будинку. Показано, що використання варіативного проектування фундаментів, дає можливість запроєктувати надійний та одночасно економічно ефективний варіант фундаментів. За результатами дослідження було обґрунтовано вибір раціонального варіанту фундаментних конструкцій.

Ключові слова. Числове моделювання, напружено-деформований стан, ростверк, пальовий фундамент, жорсткість фундаменту.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Числове моделювання з використанням сучасних засобів автоматизації розрахунків дозволяє отримати дані напружено-деформованого стану (НДС) в несучих конструкціях будинку, а отже, є можливість досліджувати зміну НДС елементів системи «грунтова основа – фундамент – надземна частина будинку» залежно від зміни параметрів будь-яких елементів цієї системи.

Виконання комп'ютерного моделювання із застосуванням варіативних розрахунків забезпечує можливість пошуку раціонального варіанту фундаментів, який відповідатиме не тільки вимогам по надійності, але й буде при цьому економічно ефективним.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Авторами публікації [2] проведено дослідження різних варіантів розташування паль для вибору ефективного. Проведений розрахунок пального поля, розробленого за традиційною схемою «регулярна сітка» із заданим кроком, проведений аналіз роботи паль в різних зонах. Виявлено, що найбільш навантаженими палями є периферійні. Отримано, що палове поле сприймає ~89% від загального навантаження. При застосуванні раціонального розташування паль було зменшено їх кількість на 18% (шляхом збільшення кількості паль в периферійній зоні та зменшення їх кількості у середній). При розташуванні паль за регулярною сіткою, вони не потрапляють під несучі конструкції споруди, що спричиняло зростання згинальних моментів у плитному ростверку.

Авторами дослідження [7] встановлено, що несуча здатність одиночної палі та палі у куці змінюється протягом часу. При випробуванні через 6 днів після забивання, несуча здатність палі у куці виявилася на 12% меншою порівняно із одиночною. Але при випробуванні через 30 діб ситуація змінилась, несуча здатність палі у куці стала більшою на 8% за несучу здатність одиночної палі. Зафіксовано закономірності передачі навантаження в групах паль з різною кількістю:

найбільш навантаженими виявилися кутові палі, а найменш – центральні.

Авторами статті [1] було проведено числове моделювання двох висотних будинків та аналіз напружень і деформацій фундаментної плити. Зафіксовано, що найбільші осідання спостерігається в зоні ядра жорсткості будинку та біля паркінгу. На думку авторів на розподілення навантаження впливає етапність будівництва. Максимальні значення згинальних моментів виявлені під ядром жорсткості та основними несучими конструкціями. Але для їх сприйняття не потрібні значна кількість арматури, бо раціональне розташування паль допомагає уникнути цього.

В публікації [3] були наведені рекомендації щодо моделювання елементів системи «основа– фундамент – будівля» в умовах нерівномірних деформацій просідання лесових ґрунтів при водонасиченні. Була запропонована методика варіаційних розрахунків. НДС ґрунтової основи та несучих конструкцій каркасної будівлі чуттєво реагує на вплив кожного з елементів системи: власна жорсткість будівлі, конструкція та жорсткість фундаментів, потужність просідаючої товщі, положення зони замочування та її розміри, властивості лесового ґрунту тощо.

Дослідження [4] присвячено різним варіантам моделювання фундаментної плити: 1 - двовимірними елементами оболонки, 2 – двовимірними елементами товстої оболонки, 3 - об'ємними скінченими елементами (СЕ), використано метод МСЕ з врахуванням характеристик бетону. Різниця між варіантами #1 та #2 є незначною для значень згинальних моментів та їх розподілу по плиті, але є відчутною для розподілу поперечних сил. Метод з використанням об'ємних СЕ дозволяє описати роботу фундаментної плити, яка найбільш наближена до реальної. Автори стверджують, що для будівель не підвищеної відповідальності можна використовувати двовимірні СЕ, але для більш складних задач використання тривимірних СЕ є необхідним, так як це дозволяє більш точно аналізувати НДС споруди та досліджувати розповсюдження деформацій як в площині, так і в товщині плити.

Врахування різних типів нелінійності в системі «основа– фундамент – надземна конструкція» є важливою складовою розрахунку [5]. Популярною є пружна модель ґрунтової основи (з роботи виключаються пластичні деформації ґрунту), але така модель дає значну похибку в розрахунках. Існує 4 типи нелінійності: фізична, геометрична, конструктивна та генетична. Ефективним методом їх врахування є побудова розрахункової моделі з використанням об'ємних фізично-нелінійних СЕ. Однак моделювання ґрунтового масиву в ПК «ЛІРА-САПР-2013» не дає можливості врахувати водонасичення ґрунтів, та об'ємні СЕ не враховують пористість та вологість ґрунту. Також важливим є врахування етапності зведення будинку. Автори пропонують виконати це за допомогою програми «Монтаж».

Важливим етапом в проектуванні є вибір моделі деформованого ґрунтового середовища. Авторами дослідження [6] було розглянуто два варіанти моделювання взаємодії фундаменту з основою: одновузловим скінченим елементом СЕ-51, що має тільки вертикальну жорсткість та пружним об'ємним скінченим елементом. Виявлено, що результати за цими двома варіантами значно відрізняються. При використанні спрощеної моделі деформованого середовища деформативність ґрунту значно зменшена, що впливає на зменшення згинальних моментів в плитному ростверку.

МЕТА РОБОТИ

Метою дослідження є пошук раціональних параметрів фундаментів будинку за результатами дослідження впливу просторової жорсткості пальового фундаменту на НДС фундаментних конструкцій.

Об'єкт дослідження - взаємодія конструкцій фундаменту з основою та надземними конструкціями в залежності від розмірів ростверку, габаритів та розташування паль.

Предмет дослідження - напружено-деформований стан фундаментів будинку.

Задачі, що були поставлені для досягнення мети:

- оцінка впливу просторової жорсткості пальового фундаменту на величину осідання фундаментів будинку.
- дослідження зміни внутрішніх зусиль у ростверку залежно від товщини ростверку та розташування паль.
- аналіз перерозподілу навантажень на палі при різних конфігураціях пальового фундаменту.

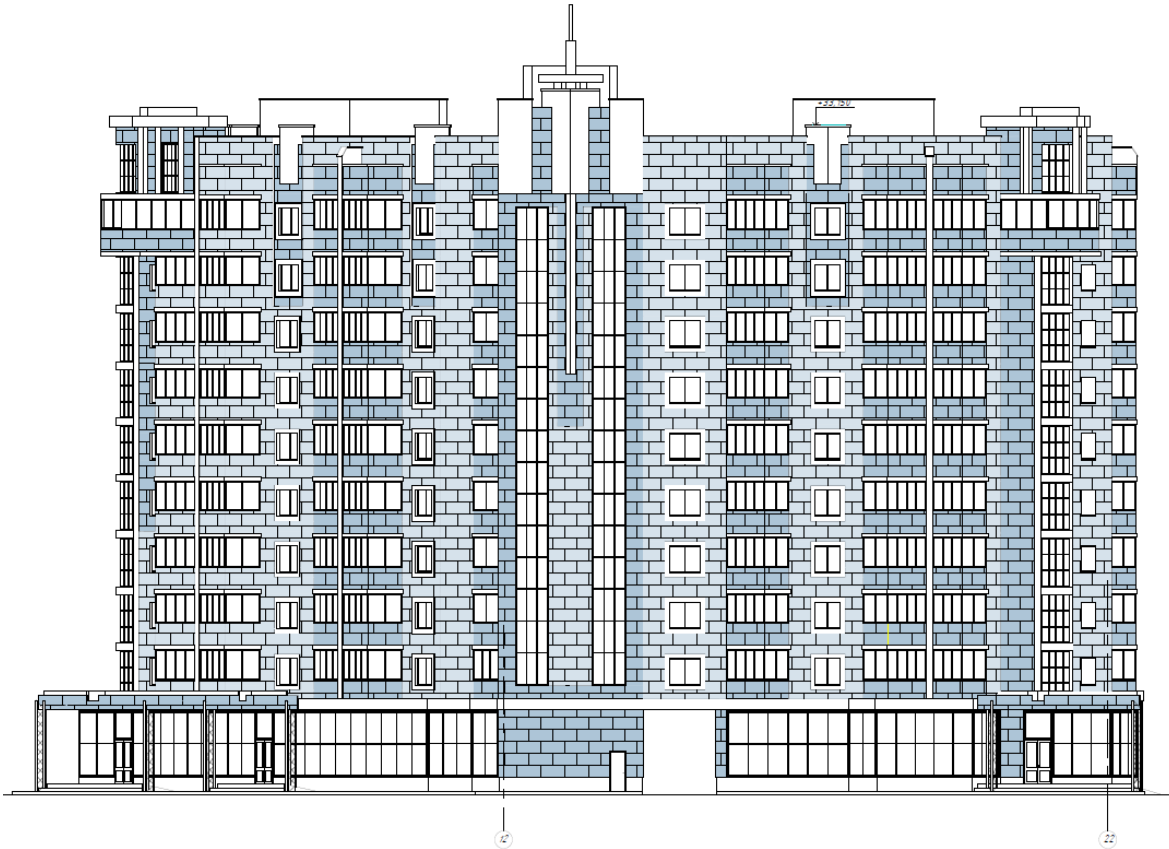
ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідження було виконано на прикладі 10-ти поверхової будівлі з торгівельними приміщеннями на першому поверсі (рис. 1) в м. Ірпінь. Конструктивна схема будинку – безкаркасна стінова з поздовжніми та поперечними несучими стінами з цегли. Вибір об'ємно-планувального рішення, поверховості будівлі, оформлення фасадів обумовлений сформованою структурою кварталу, необхідністю забезпечення нормативної інсоляції, благоустрою та транспортною доступністю. Просторова жорсткість споруди забезпечується горизонтальними дисками жорсткості, що створюються плитами перекриття, залізобетонними поясами, а також вертикальним ядром жорсткості, що являє собою сходово-ліфтовий вузол.

Розрахунок системи «основа – фундамент - надземні конструкції» проводився за допомогою методу скінчених елементів у програмному комплексі «ЛІРА-САПР-2016», що забезпечило можливість відслідковувати зміни в напружено-деформованому стані всієї споруди при зміні будь-якого компоненту системи. Ґрунтові умови були задані за допомогою модуля «ЛІРА-ҐРУНТ».

В геологічній будові майданчика будівництва (рис. 2) до розвіданої глибини 23,6 м було виділено 6 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), характеристики яких наведено у табл. 1. Гідрогеологічні умови ділянки будівництва характеризуються наявністю водоносного горизонту, який зустрічається на глибині 5,5...5,6 м, в межах абсолютних відміток 94,3...94,2 м. Живлення водоносного горизонту відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів.

a)



b)

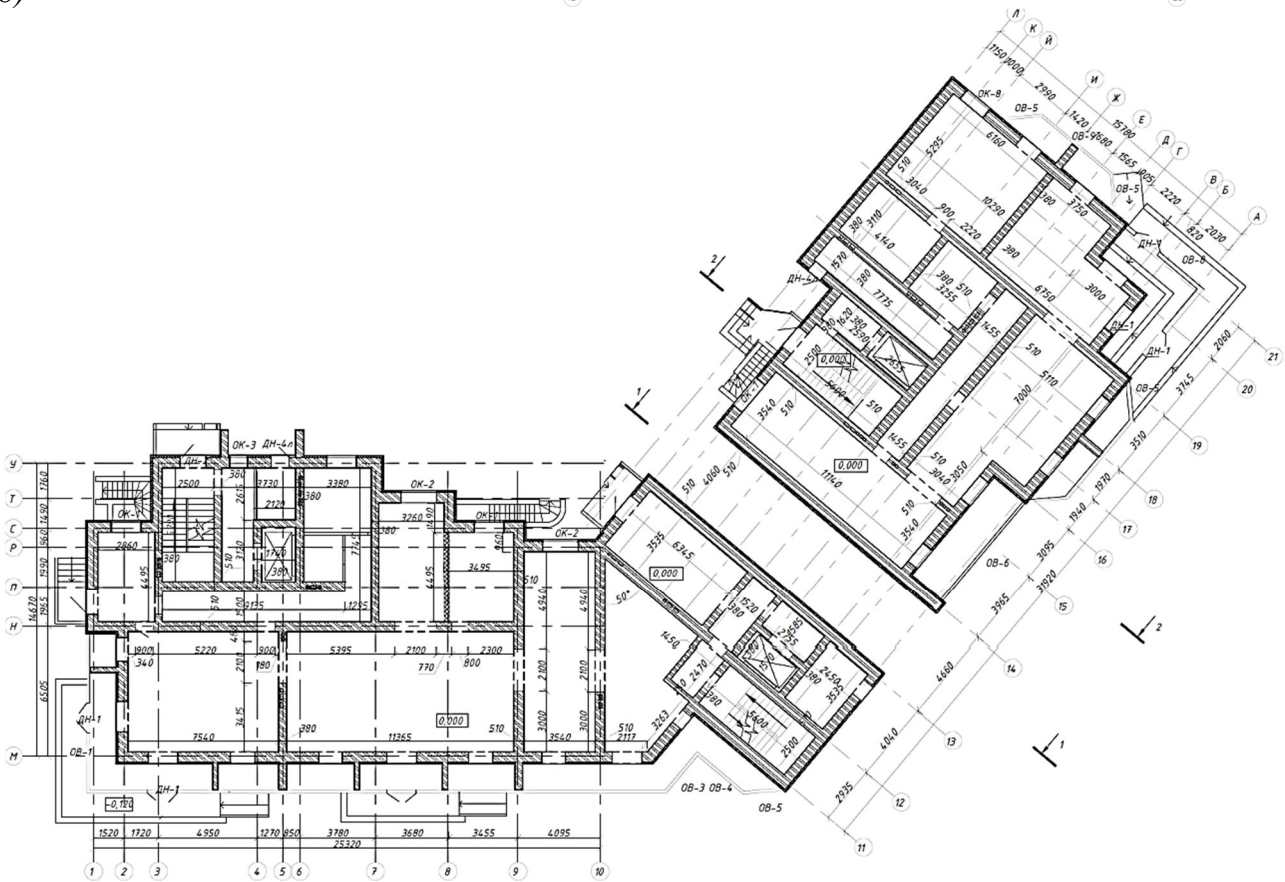


Рис.1 Архітектурно-планувальне рішення будинку: *a* -фасад, *b* – план 1-го поверху.
 Fig.1 Architectural planning decision of the building: *a* – façade; *b* – 1st floor plan.

Пальовий фундамент будинку запроєктовано із буроін'єкційних паль діаметром 420 мм довжиною 9 м. Несучим шаром паль обрано ПГЕ-6 (рис. 2). Несуча здатність одиначної палі по ґрунту $F_d=1053,7$ кН. Розрахункова необхідна кількість паль під будинок - 159 паль.

Виконане дослідження було присвячено аналізу впливу просторової жорсткості ростверку пальового фундаменту на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій будинку.

Побудову конструктивної схеми було реалізовано з використанням 3D-системи архітектурного проектування «Сапфір-2016» (рис. 3-а), а статичний розрахунок виконано

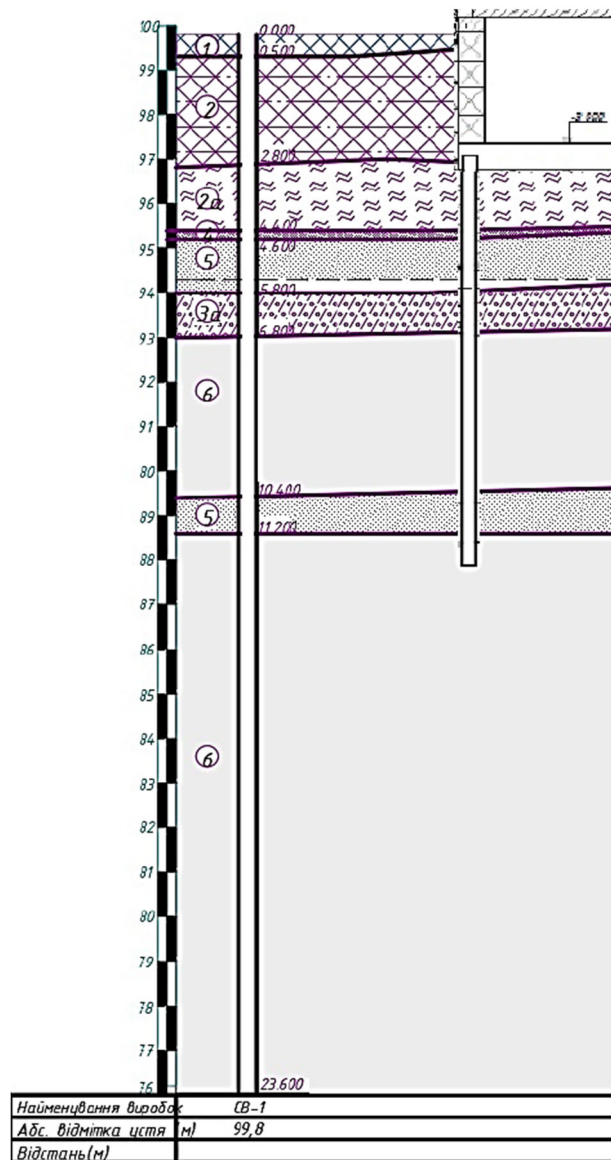
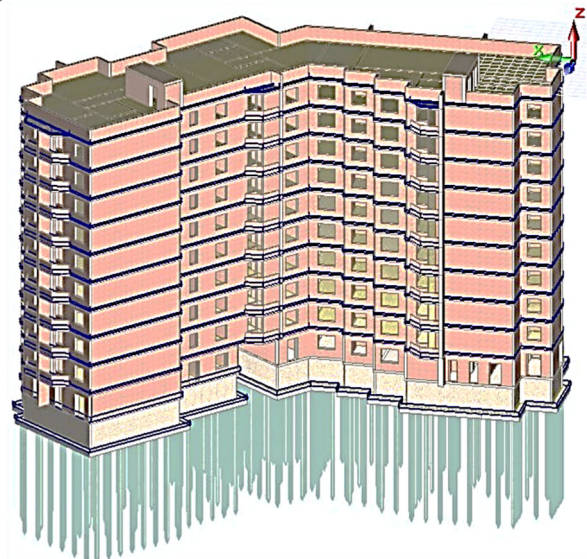


Рис.2 Інженерно-геологічний розріз
Fig.2 Geological conditions of the construction site

для скінчено-елементної моделі (рис. 3-б) у програмному комплексі «ЛІРА-САПР-2016».

Розрахунки НДС системи «основа-фундамент-надземні конструкції» були проведені для двох типів ростверку - стрічкового та суцільного плитного ростверку під весь будинок. Для кожного з цих варіантів було досліджено вплив товщини ростверку на внутрішні зусилля в ньому. Задля того, щоб більш точно можна було дослідити вплив



b)

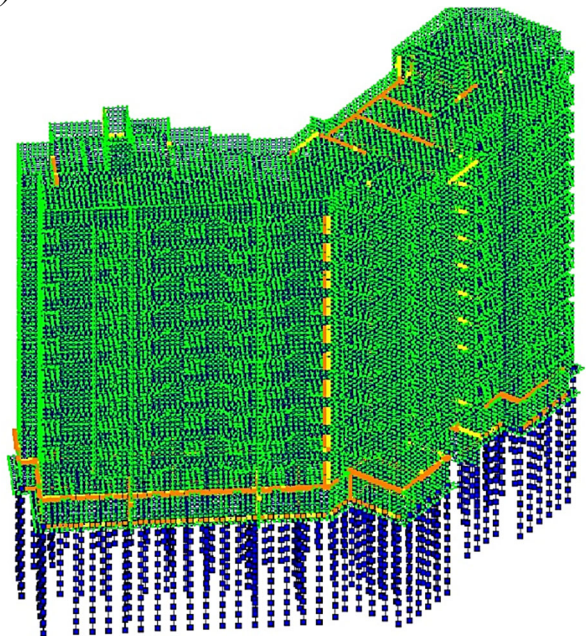


Рис.3 Розрахункова модель будинку: а – конструктивна модель; б – скінчено-елементна модель.

Fig.3 Calculation model of the building: a – structural model; b – finite element model.

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

	Повне найменування ґрунту	Глибина закладання підшови шару	Щільність ґрунту (г/см ³)		Питома вага ґрунту		Природна, W	Число пластичності I _p	Показник текучості II	Коефіцієнт пористості, e	Питома зчеплення с, кПа	Кут внутрішнього тертя φ, град	Модуль деформації, E, мПа	Розрахунковий опір R, кПа
			природна, ρ	скелету, ρ _d	природна, γ	скелету, γ _d								
1	Насипний ґрунт-злежаний, пісок дрібний, маловологі, з включенням будівельного сміття, сірий	0.5	1.680		16.481		0.100	-	-	-				
2	Намивний пісок дрібний, середньої щільності, маловологі, кварцовий, жовто-сірий	2.3	1.680	1.541	16.481	15.120	0.090	-	-	0.715	0.98	29.00	21.00	300.00
2a	Намивний пісок дрібний, щільний, маловологі, кварцовий, жовто-сірий	1.6	1.940	1.748	19.031	17.145	0.110	-	-	0.513	4.90	37.00	42.00	400.00
4	Пісок пилуватий, середньої щільності, кварцовий, місцями з пропάρками супіски, від вологого до водонас., світло-сірий	0.2	1.790	1.517	17.560	14.881	0.180	-	-	0.750	1.96	26.00	11.00	150.00
4w			1.940				0.280			0.750	1.96	26.00	11.00	100.00
5	Пісок дрібний, середньої щільності, від маловологого до насиченого водою, кварцовий, світло-сірий	1.2	1.800	1.593	17.658	15.627	0.130	-	-	0.670	1.96	31.00	26.00	150.00
5w			1.990	1.592	19.522	15.618	0.250			0.670	1.96	31.00	26.00	100.00
3a	Супісок пластичний, слабозаторфована, темно-сіра	1.0	1.880	1.435	18.443	14.078	0.310	0.060	0.730	0.858	7.85	18.00	7.00	213.50
6	Пісок дрібний, щільний, насичений водою, кварцовий, світло-сірий	3.6	1.990	1.809	19.522	17.747	0.100	-	-	0.464	5.88	38.00	48.00	300.00
6w			2.140	1.814	20.993	17.791	0.180			0.464	5.88	38.00	48.00	300.00
5	Пісок дрібний, середньої щільності, від маловологого до насиченого водою, кварцовий, світло-сірий	0.8	1.800	1.593	17.658	15.627	0.130	-	-	0.670	1.960	31.0	26.0	150.0
6	Пісок дрібний, щільний, насичений водою, кварцовий, світло-сірий	12.6	1.990	1.809	19.522	17.747	0.100	-	-	0.464	5.880	38.0	48.0	300.0

конфігурації ростверку на перерозподіл зусиль в палях, було прийнято рішення розташування паль в плані розглядати максимально близьким. Загальна кількість паль під будинок, при цьому склала 211 та 196 для плитного та стрічкового варіантів ростверків відповідно. Товщина ростверку для стрічкового та плитного варіантів для дослідження впливу просторової жорсткості приймалася 500 мм та 800 мм.

Для аналізу результатів розрахунків було призначено характерні зони (рис. 4), для яких виконувалося дослідження впливу зміни параметрів фундаментних конструкцій на перерозподіл НДС. Призначення зон обґрунтовано їх локалізацією: крайні кутові

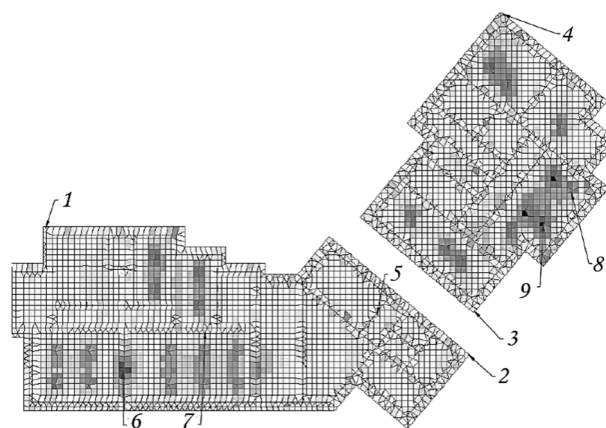


Рис.4 Характерні зони для аналізу результатів розрахунків.

Fig.4 Characteristic zones for problem-solving analysis.

точки ростверку, розташування під геометричним центром будівлі та центром ваги (зони 1...5), а також формуванням ділянок-концентраторів напружень (зони 6...9).

За результатами числового моделювання для варіанту пальового фундаменту будинку з плитним ростверком товщиною 500 мм очікується утворення зони з максимальним значенням згинальних моментів M_x у ростверку в осях «5»-«М-Н», значення зусилля при цьому складає $M_x=160 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 6-а). Зона з максимальним значенням згинальних моментів M_y в ростверку утворилася в осях «7-8»-«Н», значення якого за результатами розрахунків очікується рівним $M_y=192 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 7-а). Зони максимальних деформацій для цієї варіації фундаментних конструкцій утворилися у кутовій частині секцій будинку, а саме $S=9 \text{ мм}$ в осях «21»-«А» та $S=14 \text{ мм}$ в осях «13»-«А» (рис. 5-а). Розподіл зусиль в оголовках паль в цьому випадку показав, що мінімальне значення становить $N=606 \text{ кН}$, а максимальне - $N=955 \text{ кН}$ (рис. 8-а).

При збільшенні товщини плитного ростверку до 800 мм за результатами комп'ютерної симуляції очікується незначний перерозподіл напружень в ростверку пальового фундаменту: утворення зони з максимальним значенням згинальних моментів не змінило локалізацію, а значення зусилля при цьому склало $M_x=238 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 6-а) та $M_y=191 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 7-а). Характер деформування фундаментних конструкцій будинку зберігає свою тенденцію, значення осідання ростверку практично не змінюються (рис. 5-а). Перерозподіл зусиль в оголовках паль у випадку збільшення товщини ростверку показав, що мінімальне значення очікується рівним $N=634 \text{ кН}$, а максимальне - $N=949 \text{ кН}$ (рис. 8-а).

Результати імітаційного моделювання для варіанту пальового фундаменту зі стрічковим ростверком товщиною 500 мм показали, що утворення зони з максимальним значенням згинальних моментів в ростверку очікується в осях «21»-«В» і складає $M_x=127 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 6-б). Максимальне значення згинальних моментів в ростверку $M_y=110 \text{ кН}\cdot\text{м}$ зафіксовано в осях «18-19»-

«Е» (рис. 7-б). Зона максимальних деформацій для цієї варіації фундаментних конструкцій утворилася в зоні примикання секцій будинку, а саме $S=10 \text{ мм}$ в осях «13»-«А» та $S=16 \text{ мм}$ в осях «14»-«А» (рис. 5-б). Перерозподіл навантаження на оголовки паль для випадку стрічкового ростверку показав, що за даними числового моделювання мінімальне значення становить $N=629 \text{ кН}$, а максимальне - $N=997 \text{ кН}$ (рис. 8-б).

Розглядаючи варіант збільшення товщини стрічкового ростверку пальового фундаменту до 800 мм, результати комп'ютерного розрахунку виявили зміну розподілу напружень в ростверку пальового фундаменту: утворення зони з максимальним значенням згинальних моментів зберегло свою локалізацію, при цьому значення зусиль склало $M_x=265 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 6-б), $M_y=201 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 7-б). Характер деформування фундаментних конструкцій будинку зберігає свою тенденцію, значення осідання ростверку змінюються не суттєво (рис. 5-б). Навантаження на оголовки паль у випадку збільшення товщини стрічкового ростверку зберегло тенденцію розподілу та своє значення, мінімальне значення склало $N=630 \text{ кН}$, а максимальне - $N=996 \text{ кН}$ (рис. 8-б).

Отже, за результатами комп'ютерних розрахунків для варіанту плитного ростверку товщиною 500 мм екстремальні значення згинальних зусиль у ростверку складають $M_x=160 \text{ кН}\cdot\text{м}$ та $M_y=192 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а при збільшенні товщини плитного ростверку їх величини змінилися до $M_x=238 \text{ кН}\cdot\text{м}$ та $M_y=191 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Для варіанту стрічкового ростверку пальового фундаменту будинку екстремальні значення згинальних моментів у ростверку початково, при товщині стрічкового ростверку 500 мм, складають $M_x=127 \text{ кН}\cdot\text{м}$ та $M_y=110 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а при збільшенні товщини ростверку величини моментів збільшилися до $M_x=265 \text{ кН}\cdot\text{м}$ та $M_y=201 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Можна зробити висновок, що стрічковий ростверк пальового фундаменту будинку більш активно реагує на зміну його товщини (мова йде про його напружений стан), що пояснюється зміною його власної просторової жорсткості.

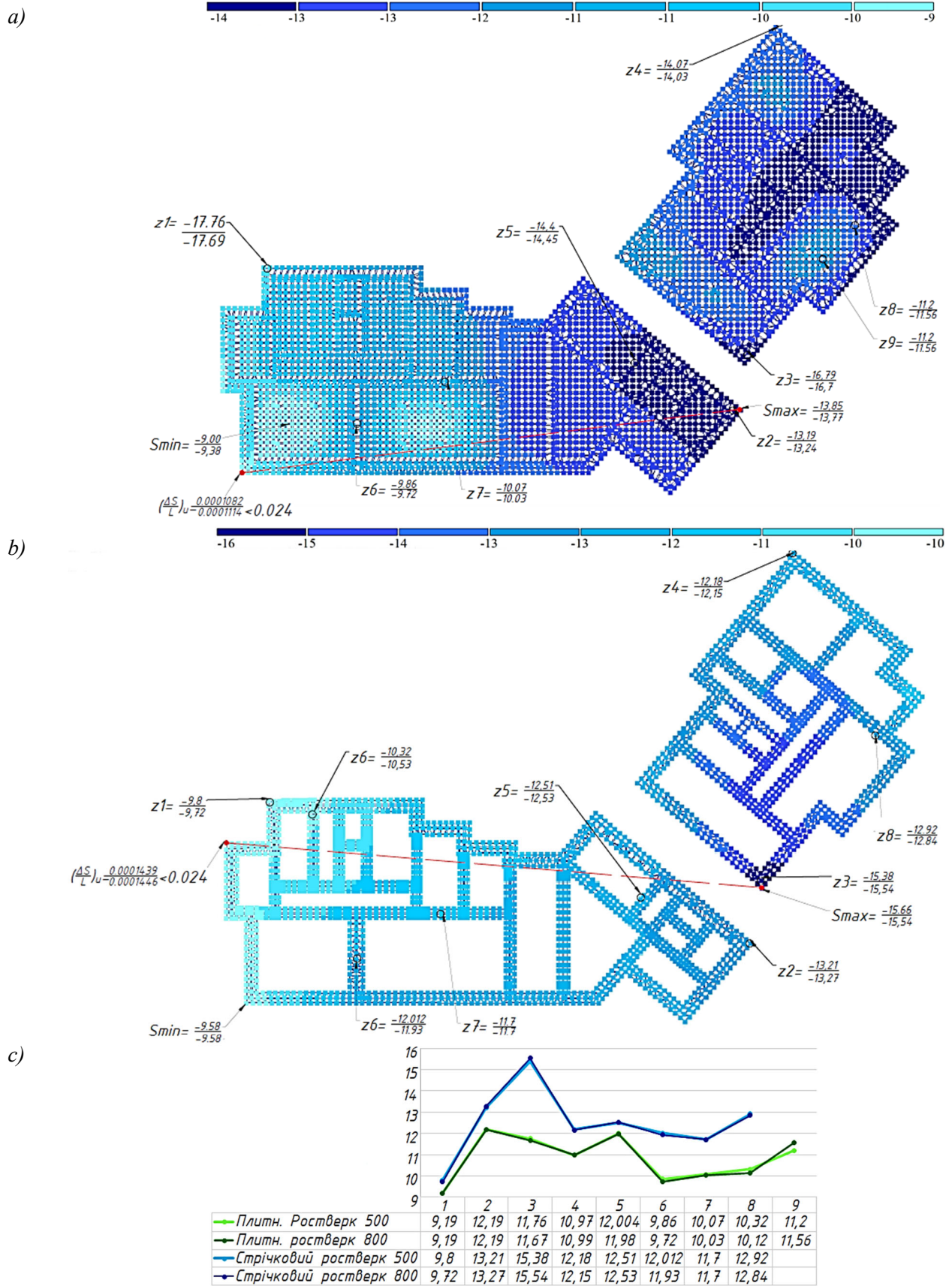


Рис.5 Осідання S , мм ростверку пальового фундаменту (товщиною 500/800 мм): a – варіант плитного ростверку; b – варіант стрічкового ростверку; c – порівняння результатів.
 Fig.5 Settlement of pile caps S , mm (500/800 mm cap height): a – raft pile cap; b – strip pile cap; c – results comparison for characteristic zones.

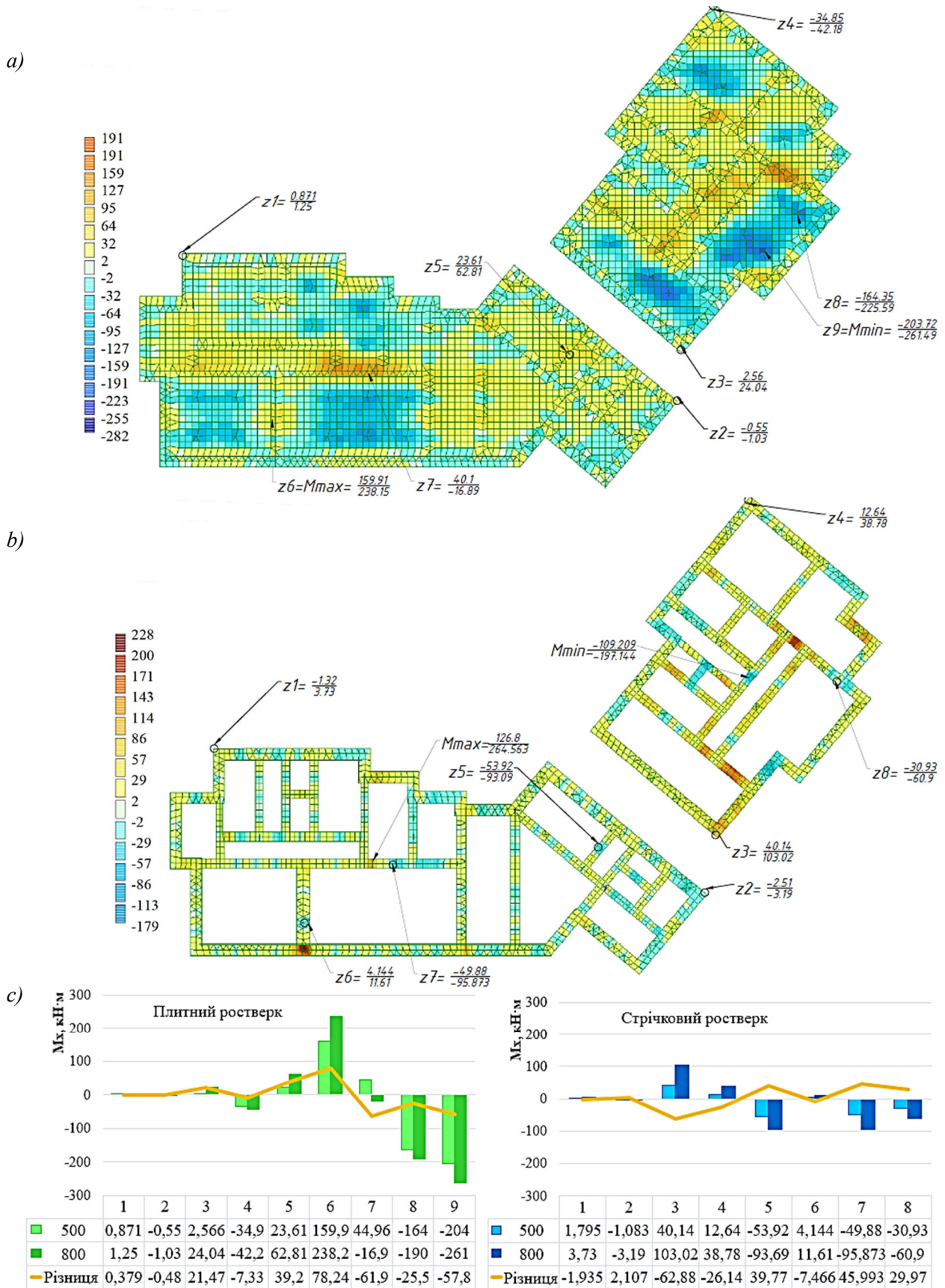


Рис.6 Згинальні моменти M_x , $кН\cdot м$ у ростверку пального фундаменту (товщиною 500/800 мм):
 a – варіант плитного ростверку; b – варіант стрічкового ростверку; c – порівняння результатів.
 Fig.6 Bending moment in pile caps M_x , $кН\cdot м$ (500/800 mm cap height): a – raft pile cap; b – strip pile cap; c – results comparison for characteristic zones.

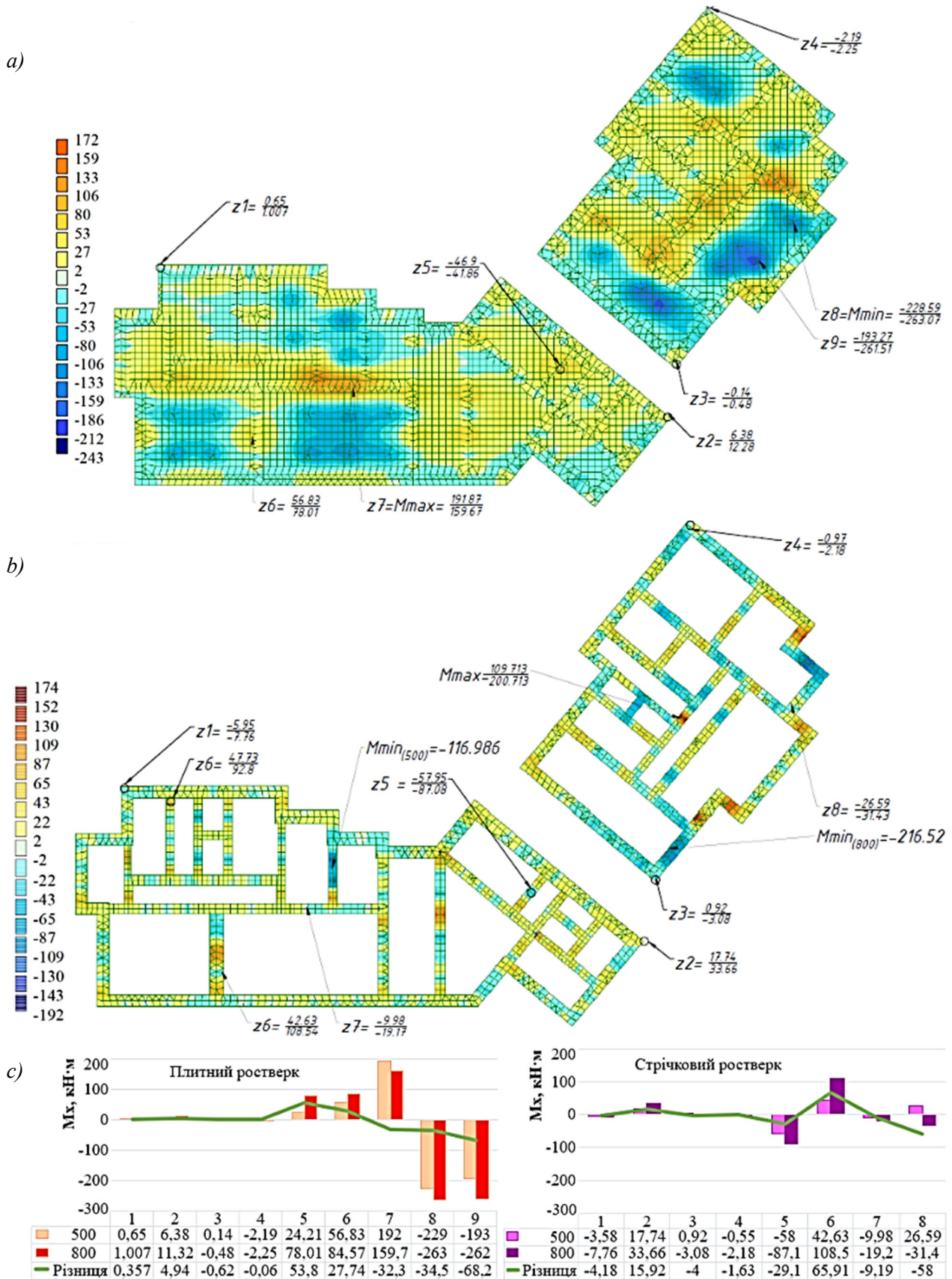
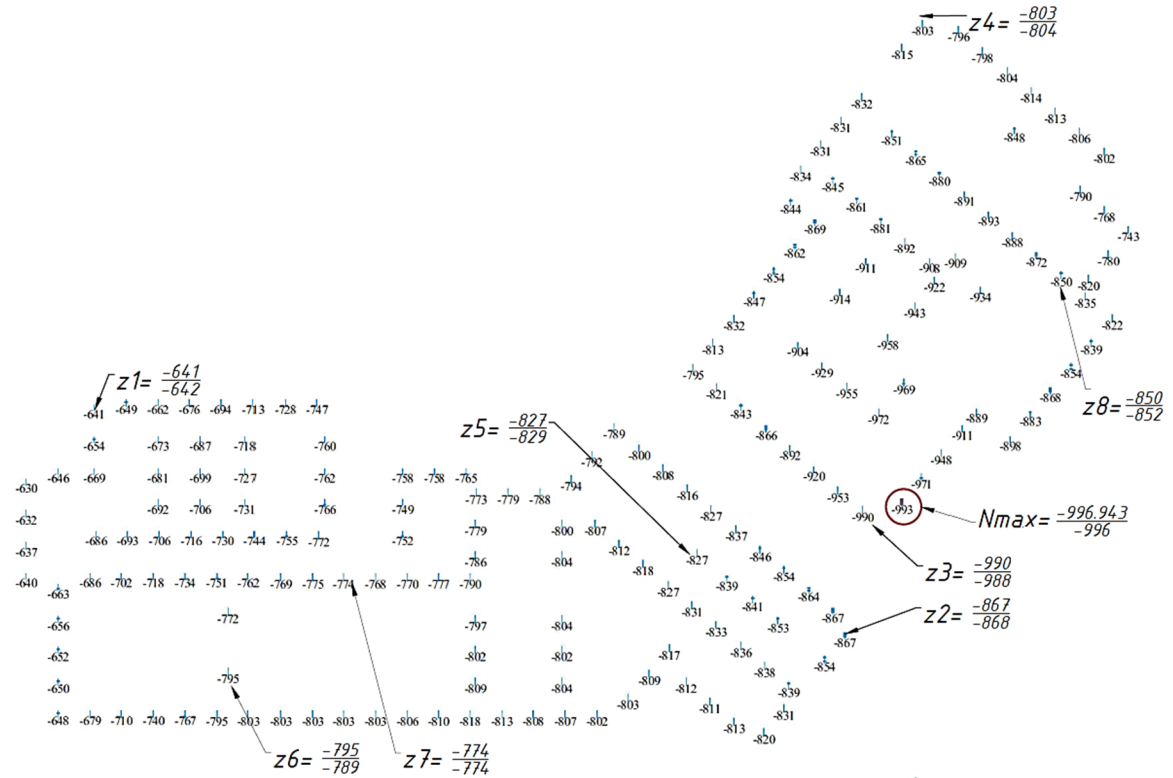
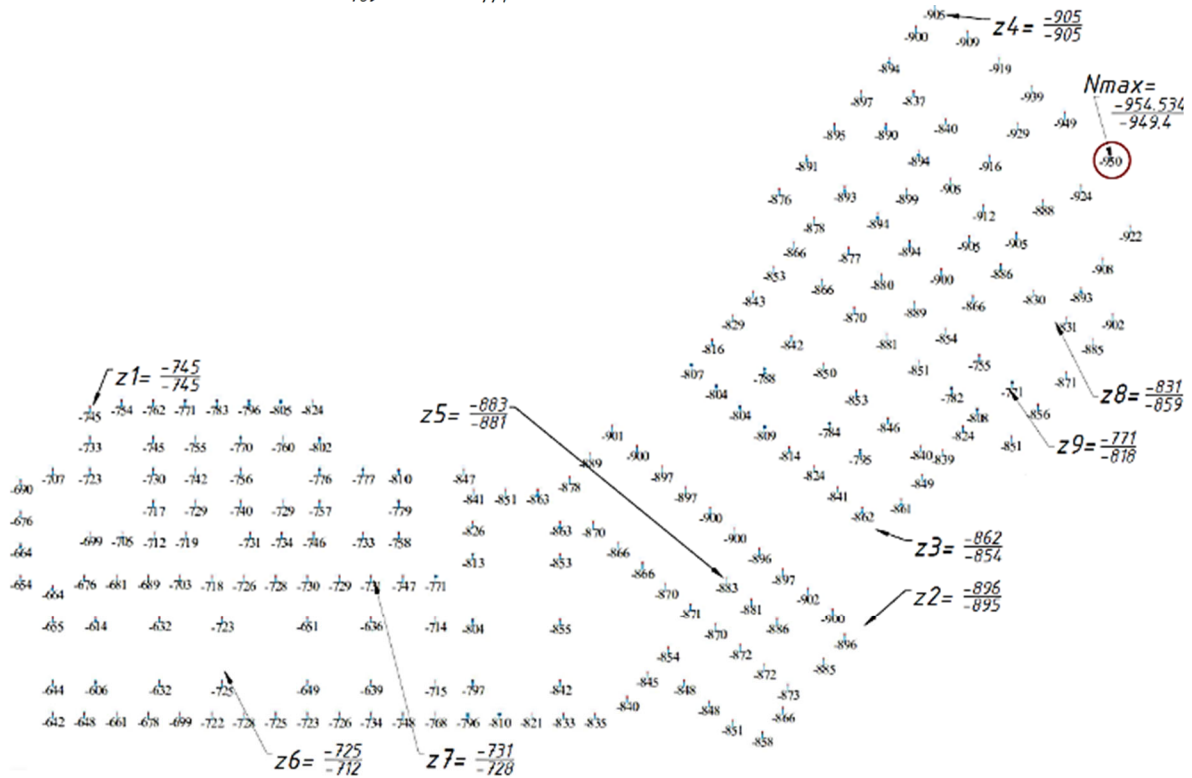


Рис.7 Згинальні моменти M_y , $kH\cdot m$ у ростверку пальового фундаменту (товщиною 500/800 мм):
 a – варіант плитного ростверку; b – варіант стрічкового ростверку; c – порівняння результатів.
 Fig.7 Bending moment in pile caps M_y , $kN\cdot m$ (500/800 mm cap height): a – raft pile cap; b – strip pile cap; c – results comparison for characteristic zones.

a)



b)



c)



Рис.8 Зусилля в палях N , kN (ростверк товщиною 500/800 мм): a – варіант плитного ростверку; b – варіант стрічкового ростверку; c – порівняння результатів.

Fig.8 Internal forces N in piles, kN (500/800 mm pile cap height): a – raft pile cap; b – strip pile cap; c – results comparison for characteristic zones.

Досліджуючи обрані характерні зони (рис. 4), що були призначені для аналізу результатів, ми бачимо, що для плитного типу ростверку при товщині плити 500 мм максимальне значення переміщень буде відбуватися в зоні #2, значення переміщення складе 12 мм. Найменше значення осідання з досліджуваних зон отримано в зоні #1, воно становить 9 мм. При цьому при збільшенні товщини плитного ростверку до 800 мм характер розподілу деформацій осідання ростверку залишається незмінним (рис. 5-с).

Аналізуючи розрахунок стрічкового типу ростверку при його товщині 500 мм, виявлено, що зона з максимальним значенням осідання (серед досліджуваних зон) змістилася в зону #3, значення переміщення при цьому складає 16 мм. Найменше значення осідання з досліджуваних зон за результатами комп'ютерного моделювання прогнозуємо в зоні #1, воно становить 10 мм. При збільшенні товщини стрічкового ростверку до 800 мм характер розподілу вертикальних переміщень ростверку залишається незмінним (рис. 5-с).

Порівнюючи між собою варіанти пальового фундаменту з стрічковим та плитним ростверком, ми бачимо, що при плитному ростверку зона максимальних деформацій наявна в двох областях фундаменту: в осях «12-14»-«А-Г» та в осях «20-22»-«А-В». При переході до стрічкового ростверку зона концентрації осідань переміщується до області на перетині осей «15»-«А». При зміні типу ростверку пальового фундаменту з плитного на стрічковий за результатами моделювання прогнозується збільшення значення осідання в усіх характерних зонах (рис. 5-с), при цьому приріст складає для різних зон 10...40 %.

Стосовно внутрішніх зусиль у ростверку, то для варіанту плитного ростверку при збільшенні висоти ростверку з 500 мм до 800 мм зафіксовано найбільш відчутний приріст моменту M_x в зоні #6 - близько 40 % (рис. 6-с). Додатково потрібно звернути увагу на наявність зон, де зусилля може змінити знак на протилежний (зона #7). Зусилля M_y має іншу картину перерозподілу в ростверку. Найбільш відчутний приріст

зусилля очікується в зоні #9 – близько 35 % (рис. 7-с).

Для варіанту стрічкового ростверку пальового фундаменту розрахунки показали, що при збільшенні товщини ростверку приріст моменту M_x (рис. 6-с) очікується на 60 % (зона #3), а M_y (рис. 7-с) - на 55 % (зона #6). Також наявні зони, де зусилля може змінити знак на протилежний (зона #8).

Аналіз перерозподілу навантаження на палі показав, що враховуючи різницю у кількості паль у 7% для розглянутих варіантів пальових фундаментів (196 паль для варіанту із стрічковим ростверком та 211 паль із плитним), зменшення кількості паль призвело до збільшення максимального навантаження, що передається на палі з стрічковим ростверком на 5 %. При плитному ростверку зусилля з найбільшим значенням передаються на палі в зоні осей «12-14»-«А-Г» та «20-22»-«А-В». При переході до стрічкового ростверку зона концентрації зусиль зміщується до перетину осей «15»-«А». Аналізуючи ці дані разом з результатами дослідження осідань фундаменту ми бачимо закономірність, що найбільші зусилля відповідають зонам з найбільшим осіданням.

За результатами розрахунків зміна висоти ростверку не спричиняє суттєвого перерозподілу навантаження на палі (рис. 8-с). Для плитного ростверку найбільший приріст навантаження виявлено у зоні #8 та складає 4 %, для стрічкового ростверку ця різниця знаходиться в межах 1 % в зоні #6.

Порівняння стрічкового та плитного типу ростверків пальового фундаменту між собою показало, що плитний варіант ростверку дає більш рівномірний за характером розподіл деформацій осідання (рис. 5-а, б) з меншими за величиною вертикальними переміщеннями фундаменту будинку (рис. 5-с). При цьому згинальні моменти у ростверку пальового фундаменту будинку у досліджуваних зонах зазнали суттєвого перерозподілу (рис. 6-а, б, 7-а, б), зафіксовано різницю як за величиною, так і за зміною знаку на протилежний (рис. 6-с, 7-с) для плитного та стрічкового типу ростверку пальового фундаменту.

Навантаження на оголовки паль за даними числового моделювання у досліджуваних зонах має різницю, що не перевищує 15 %, при цьому спостерігається як збільшення, так і зменшення величини навантаження на палі при порівнянні стрічкового та плитного типу ростверків (рис. 8-с), що пояснюється зміною просторової жорсткості фундаменту та перерозподілом навантаження між сусідніми палями. Максимальне та мінімальне навантаження на палі зафіксовано більшим на 5 % для стрічкового варіанту ростверків, що спричинено відмінністю у кількості паль в межах 7 % для розглянутих варіантів пальового фундаменту будинку.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

- Підтверджено, що розрахунки з використанням числового моделювання дають можливість відслідковувати перерозподіл напружень і деформацій у фундаментних конструкціях при варіантному проектуванні для пошуку найбільш надійного та вигідного варіанту фундаментів будинку.
- Розглянуто варіантне проектування пальових фундаментів будинку з стрічковим та плитним ростверком різної товщини. Виконано оцінку впливу просторової жорсткості фундаменту на формування НДС фундаментних конструкцій.
- Отримано, що збільшення товщини ростверку для розглянутих варіантів фундаментів будинку, принципово не змінює характер деформацій осідання фундаментів. При цьому відбувається незначний перерозподіл навантажень на палі. У досліджуваних зонах зафіксовано збільшення поздовжнього зусилля до 50 кН, що не перевищує 5 % від початкової величини.
- Отримано, що зміна геометричних характеристик фундаментних конструкцій будинку, а саме збільшення висоти, впливає на підвищення жорсткості, що в свою чергу зменшує прогин фундаменту. Відносна різниця осідання для плитного ростверку зменшилася на 5 %, а для стрічкового до 1 % .Але, слід зауважити, що змінивши висоту ростверку на 60% ми досягли зменшення максимального осідання на 2 %, що не є економічно ефективним.
- Встановлено, що найбільший вплив від зміни товщини ростверку пальового фундаменту відбувається на внутрішні зусилля у ростверку, а саме: для стрічкового варіанту ростверків пальового фундаменту величина M_x збільшилася до 2 разів (зона #4), M_y збільшилася до 4 разів (зона #3); для варіанту плитного ростверку величина M_x збільшилася до 9 разів (зона #3), M_y збільшилася до 2,5 разів (зона #5).
- Максимальний згинальний момент зріс на 50 % для плитного ростверку та у 2 рази відповідно для стрічкового. У деяких зонах спостерігається зміна знаку зусиль на протилежний. При цьому вплив товщини ростверку на перерозподіл згинальних моментів більш відчутний в ростверку стрічкового типу.
- Продемонстровано, що перехід від стрічкового варіанту ростверків на плитний спричиняє зміну характеру деформування будинку, при цьому у досліджуваних зонах зміна величини осідання ростверку не перевила 5 мм.
- Виявлено при порівнянні стрічкового і плитного варіантів ростверків пальового фундаменту будинку, що перерозподіл вертикальних зусиль у палях може складати від 5 % (зона #8) до 15% (зона #3).
- Доведено, що застосування плитного ростверку дає більш рівномірний характер розподілу осідання фундаментів, при цьому збільшення його висоти не є економічно ефективним.
- Запропоновано, за результатами техніко-економічного порівняння в якості основного варіанту фундаментів обрати варіант пальового фундаменту з плитним ростверком товщиною 500 мм.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Дослідження напружено-деформованого стану фундаментів з пальями різної довжини багатопверхових будинків у м. Київ / І.П. Бойко, О.В. Пятков, В.Л. Підлуцький // *Зб. наук. праць (Галузеве машинобуд., буд-во)*. – П.: ПолтНТУ. – 2013. – Вип.3(2). – С.40-48.
2. Бойко І.П. Дослідження перерозподілу зусиль у фундаменті при різних варіантах розташування паль / І.П. Бойко, В.Л. Підлуцький // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип.37. – С.64-73.
3. 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.
4. Максименко В.П. Дослідження напружено-деформованого стану фундаментної плити на основі тривимірної моделі / В.П. Максименко, П.В. Войтенко // *Сучасне промислове та цивільне будівництво*. – Мakiivka: Донбас. нац. акад. буд-ва і архіт.. – 2011. – Вип.7(4). – С.193-203.
5. Михайловський Д.В. Моделювання пального фундаменту з використанням об'ємних фізично-нелінійних скінчених елементів ґрунту / Д.В. Михайловський, Д.Н. Матющенко, А.О. Смоленський // *Нові технології в будівництві*. – Київ. – 2015. – Вип.29. – С.44-53.
6. Носенко В. Вплив моделі ґрунтової основи та паль на напружено-деформований стан фундаменту і несучих конструкцій висотного будинку / Віктор Носенко, Остап Кашоїда // *Conference Proceedings of International scientific-practical conference of young scientists «BUILD-MASTER-CLASS-2020»*. – Kyiv.: KNUCA. – 2020. – P.130-131.
7. Підлуцький В.Л. Вплив розташування та кількості паль на їх взаємодію у фундаменті / Василь Підлуцький, Сергій Бордунов // *Conference Proceedings of International scientific-practical conference of young scientists «BUILD-MASTER-CLASS-2020»*. – Kyiv.: KNUCA. – 2020. – P.124-125.

REFERENCES

1. Boiko I.P., Piatkov O.V., Pidlutskiy V.L. (2013). *Doslidzhennia napruzhenodeformovanoho stanu fundamentiv z paliamy riznoi dovzhyny bahatopoverkhovykh budynkiv u m. Kyiv* [Investigation of the stress-strain state of foundations with piles of different lengths of multi-storey buildings in Kyiv]. *Zb. nauk. prats (Haluzeve mashynobud., bud-vo)*, P.: PoltNTU, 3(2), 40-48. (in Ukrainian)
2. Boiko I.P., Pidlutskiy V.L. (2015). *Doslidzhennia pererозpodilu zusyly u fundamenti pry riznykh variantakh roztaшuvannia pal* [Investigation of redistribution of forces in the foundation at different variants of pile arrangement]. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk*, K.: KNUBA, 37, 64-73. (in Ukrainian)
3. 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 heotekhniky: Naukovotekhnichniy zhurnal*, Zaporizhzhia: TOV «NVK «Inter-M», 2(38), 2-7. (in Ukrainian)
4. Maksymenko V.P., Voitenko P.V. (2011). *Doslidzhennia napruzhenodeformovanoho stanu fundamentnoi plyty na osnovi tryvymirnoi modeli* [Study of the stress-strain state of a foundation slab based on a three-dimensional model]. *Cuchasne promyslove ta tsyvilne budivnytstvo*, Makiivka: Donbas. nats. akad. bud-va i ar-khit., 7(4), 193-203. (in Ukrainian)
5. Mykhailovskyi D.V., Matiushchenko D.N., Smolenskiy A.O. (2015). *Modeliuvannia palovoho fundamentu z vykorystanniam obiemnykh fizychno-neliniinykh skinchenykh elementiv hruntu* [Modeling of a pile foundation using volumetric physically nonlinear finite elements of soil]. *Novi tekhnologii v budivnytstvi*, Kyiv, 29, 44-53. (in Ukrainian)
6. Nosenko V., Kashoida O. (2020). *Vplyv modeli gruntovoi osnovy ta pal na napruzhenodeformovanyi stan fundamentu i nesuchykh konstruktzii vysotnoho budynku* [Influence of the soil base and pile model on the stress-strain state of the foundation and load-bearing structures of a high-rise building]. *Conference*

Proceedings of International scientific-practical conference of young scientists «BUILD-MASTER-CLASS-2020», Kyiv: KNUCA, 130-131. (in Ukrainian)

7. Pidlutskyi V.L., Bordunov S. (2020). Vplyv roztashuvannia ta kilkosti pal na yikh vzaiemodiiu u fundamenti [Influence of the

location and number of piles on their interaction in the foundation]. *Conference Proceedings of International scientific-practical conference of young scientists «BUILD-MASTER-CLASS-2020»*, Kyiv: KNUCA, 124-125. (in Ukrainian)

Evaluation of the influence of the pile cap's spatial rigidity on the stress-strain state of pile foundations of the building

*Veronika Zhuk,
Oleksandra Aloshkina,
Oleksandr Piatkov*

Summary. Providing citizens with housing is one of the urgent problems in Ukraine. The limited number of floors allows the use of such an architectural and planning solution for open-type city blocks (internal areas with such planning remain more open and transparent, create a feeling of free space). In order to solve this problem, first of all, it is necessary to make structurally correct and economically reasonable solutions at the stage of building design, because 60...70% of the building price is the cost of structures and materials.

The main task of the designer is to develop structures for the safe and efficient operation of the building. These factors depend on the correctness of the development of the structural scheme of the building and the correctness of the calculation. The development of modern technologies and the availability of various calculation software complexes make it possible to perform such calculations. They make it possible to take into account the interaction of the elements of the "soil base – foundation - above-ground structures" system, which is mandatory for a modern level of design.

Computer modeling with the use of various software complexes allows us to monitor the formation

of the stress-strain state in the load-bearing structures of the building depending on the deformation properties of the soil base on the construction site, also depending on the change in the parameters of the structures of the building itself. A comprehensive analysis of the initial data, a detailed study and analysis of the engineering and geological conditions of the construction site, taking into account the planning and construction scheme of the building, as well as performing a complex numerical study of the stress-strain state of the building elements allows to monitor the influence of changes in the parameters of the foundations on the redistribution of deformations and stresses in all structural elements of the building. Therefore, performing computer simulation makes it possible to choose a rational type of foundations that will have not only reliability requirements, but will also be cost-effective at the same time.

This article presents the results of a comparison of the options of a raft pile cap and a strip pile cap of the foundations on the stress-strain state of the foundation structures. The conducted research confirms that the transition from the strip pile cap option to the raft pile cap option causes a change in the subsidence character of the building. It is shown that the use of variable design of foundations makes it possible to design a reliable and at the same time cost-effective option of foundations. Based on the results of the study, the choice of a rational option of foundations was substantiated.

Key words. Numerical simulation, stress-strain state, pile cap, pile foundation, foundation rigidity.

Аналіз існуючих методик розрахунку підпірних стін з буронабивних паль

Денис Михайловський¹, Олег Комар², Максим Хоронжевський³

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹demyh.ubp@gmail.com, orcid.org/0000-0003-3151-8630
²komar.o.ubp@gmail.com, orcid.org/0009-0004-4507-9178
³khoronzhevskiy.ubp@gmail.com, orcid.org/0000-0001-5797-7304

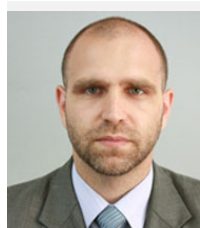
DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.88-97

Анотація. Виконано аналіз методів розрахунку підпірних стін з буронабивних паль. Розглянуто аналітичний розрахунок паль згідно СНиП 2.02.03–85, розрахунок з врахуванням вимог зміни №1 ДБН В.2.1-10-2009 що стосується визначення горизонтальної жорсткості палі і статичний розрахунок перерізу за допомогою програмного комплексу Ліра-САПР та розрахунок плоского перерізу з використанням методу скінченних елементів за моделлю Кулона-Мора в програмному комплексі Plaxis 2D.

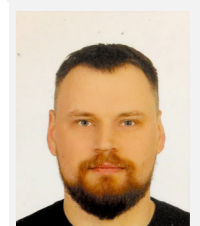
Із зростанням населення та розширенням міст, збільшується потреба у нових житлових, комерційних та індустріальних будівлях. Сучасна урбанізація призводить до збільшення густини населення та ущільнення будівельної забудови. Це вимагає зведення багатоповерхових будівель та інфраструктури, щоб забезпечити ефективне використання обмеженої земельної площі, будівництва на ділянках з значними перепадами висотних відміток, або ж зведення підземних паркінгів та стоянок. При таких умовах інженерам все частіше доводиться вирішувати задачі з будівництва в умовах ущільненої забудови, або ж при умовах значних перепадів висотних відміток ділянки.

Одним з найбільш поширених інженерних рішень по вирішенню даних проблем є виконання масивних утримуючих стін в ґрунті у вигляді буронабивних паль з'єднаних об'язувальним ростверком. Розрахунок таких конструкцій вимагає особливої уваги щодо визначення вихідних параметрів розглянутої задачі та вибору підходу до розрахунку та аналізу напружено-деформованого стану елементів огороження та основи.

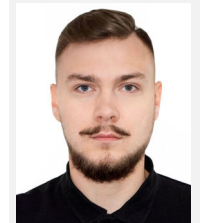
В якості прикладу виконано розрахунок палі в інженерно-геологічних умовах м. Києва при



Денис Михайловський
професор кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій
д.т.н., проф.



Олег Комар
інженер ТОВ «НПК «УБП»



Максим Хоронжевський
аспірант кафедри
геотехніки

однакових розрахункових параметрах та різних методиках розрахунку. Для достовірності порівняння результатів навантаження для всіх трьох випадків приймалось однаковим згідно ДСТУ - Н Б В.2.1-31:2014. Отримані переміщення паль на рівні дна котловану та верху палі за трьома способами проаналізовані і на їх підставі сформульовані попередні висновки з перспективами подальших досліджень.

Ключові слова. підпірна стінка, методики розрахунку, буронабивна паля, програмний комплекс, горизонтальна жорсткість паль.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Аналіз методик розрахунку підпірних стін має важливе значення в інженерній та

будівельних сферах з кількох причин:

- **Безпека:** Підпірні стіни використовуються для утримання ґрунтів та води, а також для забезпечення стабільності будівель, доріг, тунелів тощо. Найменша похибка в розрахунку може призвести до обвалу, зсуву або інших небезпечних ситуацій. Подібні дослідження допомагають вдосконалювати методики розрахунку для забезпечення більшої надійності та безпеки;

- **Ефективність та економія:** Добре спроектовані підпірні стіни можуть бути більш ефективними з точки зору використання матеріалів та ресурсів.

- **Забезпечення довговічності:** Коректний розрахунок підпірних стін враховує фактори, які впливають на довговічність конструкції. Це може включати в себе вплив зовнішнього середовища, такого як вологість, температура та інші фактори.

З огляду на вище наведене дослідження методик розрахунку підпірних стін сприяють покращенню якості будівництва, забезпеченню безпеки та тривалої експлуатації будівельних конструкцій, а також розвитку інновацій у будівельній галузі.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити різні методики розрахунку масивних стін з буронабивних паль, порівняти отримані значення горизонтальних переміщень в рівні дна котловану та в рівні верху підпірної стіни.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка проектування знаходиться в Голосіївському районі м. Києва. Дана ділянка вишукувань відноситься до невідтопленої. Нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,0 м. За складністю інженерно-геологічних умов територія будівництва відноситься до II (середньої) категорії складності, згідно з ДБН А.2.1-1:2008 (Додаток Ж). Фізико-механічні характеристики ділянки будівництва надано в табл. 1.

Огородження котловану запроектовано з буронабивних паль діаметром 620 мм об'єднаних монолітним поясом висотою

600 мм та товщиною 820 мм. В проекті передбачено наступні види буронабивних паль:

- Пнб-1 довжиною 18 м;
- Пнб-2 довжиною 17 м;
- Пнб-3 довжиною 15 м;
- Пнб-4 довжиною 12 м;
- Пнб-5 довжиною 10 м;

Монолітний пояс та палі запроектовано з бетону С20/25. Між палями виконується дощата забірка з дошок товщиною 40 мм. Дно котловану запроектовано на відмітці -7,650, що відповідає абсолютній відмітці +156,05. Схема огороження котловану наведена на рис. 1

Для короткого аналізу в рамках статті обираємо найбільш навантажену палю ПНБ-1 посадка якої на інженерно-геологічний розріз показано на рис.3.

Збір навантажень на палю

Для можливості порівняння саме методик розрахунку навантаження на палі приймаємо однаковим, розрахунок ведемо згідно ДСТУ - Н Б В.2.1-31.

За відсутності конкретних навантажень навантаження на призму обвалення підпірної стіни розраховуємо з врахуванням умовного тимчасового характеристичного рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю 10 кПа, яке включає навантаження від автомобіля, згідно з п 7,19 ДСТУ - Н Б В.2.1-31.

У розрахунку прийнято, що тильна сторона підпірної стіни має гладку поверхню $\delta = 0$. Оскільки призма обвалення ґрунту

має неоднорідну структуру характеристики ґрунту уточнюємо за формулою:

$$\gamma = \frac{\gamma_1 \cdot L_1 + \gamma_2 \cdot L_2 + \dots + \gamma_n \cdot L_n}{L_1 + L_2 + \dots + L_n}$$

$$\varphi = \frac{\varphi_1 \cdot L_1 + \varphi_2 \cdot L_2 + \dots + \varphi_n \cdot L_n}{L_1 + L_2 + \dots + L_n}$$

$$c = \frac{c_1 \cdot L_1 + c_2 \cdot L_2 + \dots + c_n \cdot L_n}{L_1 + L_2 + \dots + L_n}$$

Для даного випадку отримуємо наступні параметри:

$$\gamma = 17,07 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; c = 4,25 \text{кПа}; \varphi = 28,46^\circ.$$

Табл.1 Таблица нормативних та розрахункових фізико-механічних характеристик ґрунтів
Table. 1 Table of normative and calculated physical and mechanical characteristics of soils

№ ПЕ	Найменування ґрунту	Геологічний індекс	Вологість, W , д.о.	Вологість на межі текучості, W_L , д.о.	Вологість на межі розкочування, W_P , д.о.	Число пластичності, Ip , д.о.	Показник текучості, I_L , д.о.	Щільність часток ґрунту ρ_s , г/см ³	Щільність ґрунту, ρ , г/см ³	Щільність сухого ґрунту ρ_d , г/см ³	Коефіцієнт пористості, e , д.о.	Коефіцієнт водо-насищення, S_r , д.о.	Щільність ґрунту, г/см ³		Кут внутрішнього тертя, град.		Питома зчеплення, кПа		Модуль деформації: природний, E_p , МПа	Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями
													$\rho_{n,II}$	ρ_I	$\varphi_{n,II}$	φ_I	$c_{n,II}$	c_I		
1	Насипний ґрунт: суглинок піщанистий, твердий, з включеннями будівельного сміття 10-30 %	1 H	0,107	0,18	0,14	0,04	-0,83	2,67	1,73	1,56	0,71	0,40	1,73	1,70	24	21	13	9	12,0	IV
2	Пісок мілкий, шільний, з прошарками середньої щільності, малого ступеня водонасичення	e, d, PIII-H	0,047	-	-	-	-	2,65	1,74	1,66	0,60	0,21	1,74	1,71	35*	32*	3	2	41,9*	II
3a	Суглинок пилуватий, твердий		0,158	0,25	0,19	0,06	-0,53	2,67	1,75	1,51	0,77	0,55	1,75	1,72	23	20	21	14	20,5	II
3b	Суглинок пилуватий, пластичний		0,194	0,25	0,19	0,06	0,07	2,67	1,81	1,52	0,76	0,68	0,68	1,81	1,77	22	19	20	13	18,5
5	Суглинок важкий пилуватий, тугопластичний, з тонкими прошарками м'якопластичного	f, I, PII dп	0,188	0,26	0,14	0,12	0,40	2,69	2,00	1,68	0,60	0,84	2,00	1,91	11	10	38	25	22,4	II
6	Суглинок піщанистий, пластичний	f, I, PII dп	0,125	0,16	0,12	0,04	0,13	2,66	1,92	1,71	0,56	0,59	1,92	1,88	19	17	26	17	23,8	II
7	Пісок пилуватий, шільний, малого ступеня водонасичення, з прошарками суглику та суглинку 30%		MI пр	0,234	-	-	-	-	2,66	2,06	1,67	0,59	1,05	2,06	2,02	36*	33*	6	4	60,8*

Примітка: * - дані отримані в результаті статичного зондування

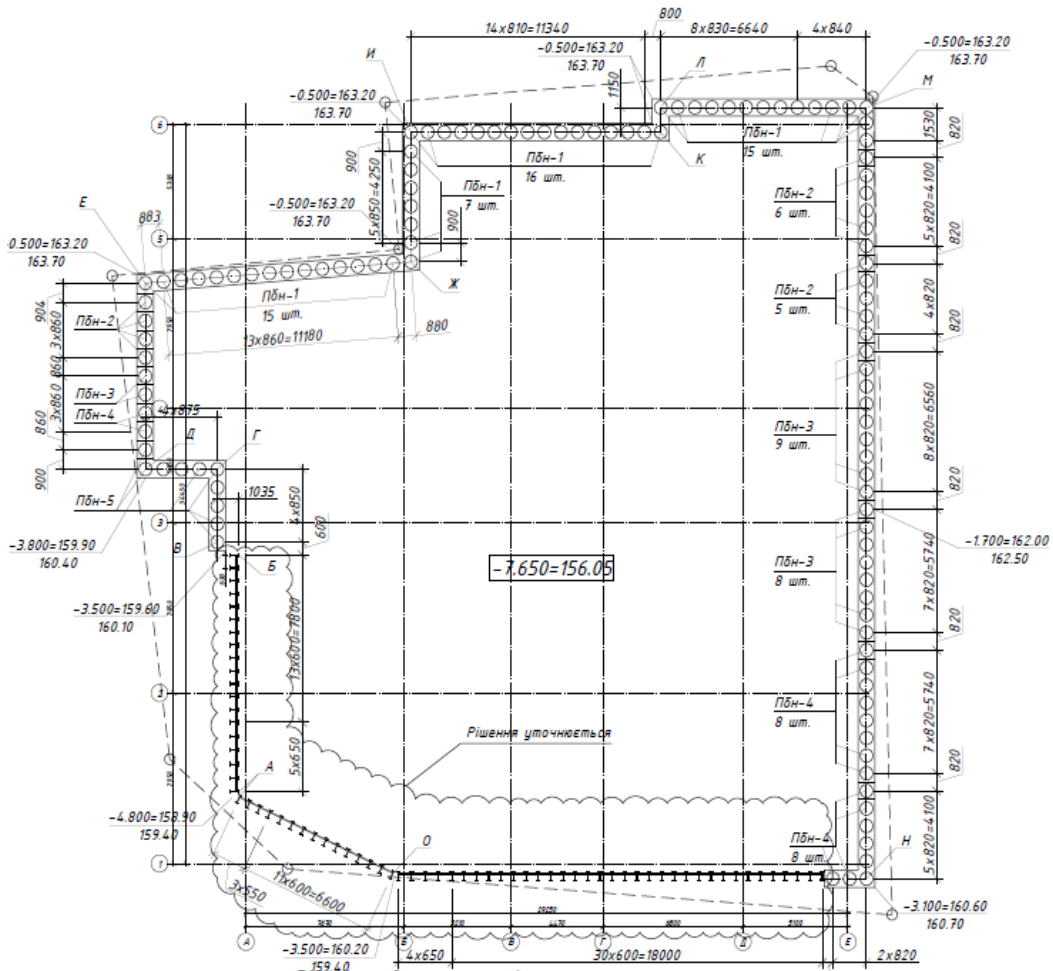


Рис.1 Схема конструкцій огороження котловану
Fig. 1 Scheme of pit enclosure structures

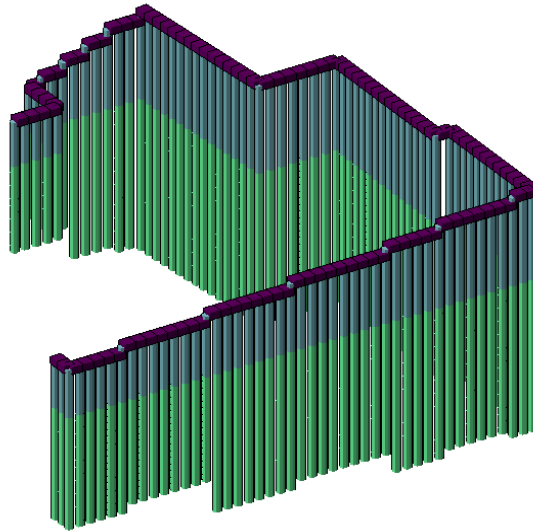


Рис.2 Об'ємна модель огороження котловану
Fig. 2 Volumetric model of the pit enclosure

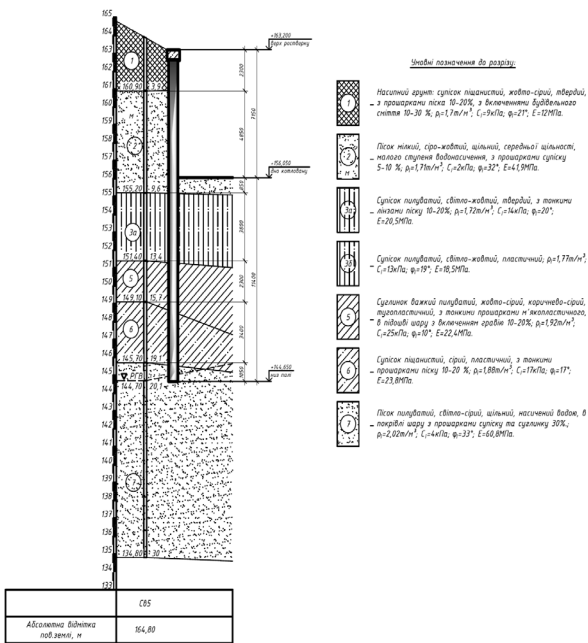


Рис. 3. Посадка палі на інженерно-геологічний розріз
Fig. 3. Planting of a pile on an engineering-geological section

За розрахунком по формулам 7.1-7.5 ДСТУ-Н Б В.2.1-31 отримуємо:

$$\theta_0 = 30,769^\circ, \lambda = 0,354, K_1 =$$

$$1,191, K_2 = 0,595$$

$$\text{При } y=7,15 \quad P_\gamma = 40,3 \text{ кПа}, P_q = 3,54 \text{ кПа}$$

Отже, об'єднавши ці параметри, розрахункова схема палі матиме вигляд:

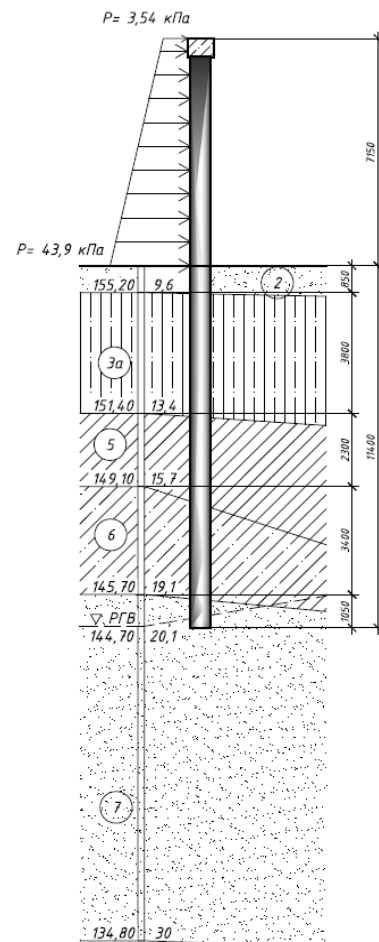


Рис. 4. Розрахункова схема палі Пбн-1 в межах розрізу 1-1.
Fig. 4. Calculation diagram of pile Pbn-1 ithin section 1-1.

Розрахунок підпірної стіни з врахуванням вимог зміни №1. ДБН В.2.1-10-2009

На виконання вимог ДБН В.2.1-10:2018 та зміни №1. ДБН В.2.1-10-2009, розраховані значення коефіцієнтів жорсткості C_z ґрунту по бічній поверхні палі у горизонтальному напрямку без врахування сейсмічних навантажень визначались за наступними формулами:

$$c_z = \frac{K \cdot z}{\gamma_c}; K_{zp} = C_z \cdot A;$$

де K – коефіцієнт пропорційності, кН/м^4 (тс/м^4) який приймається в залежності від виду ґрунту, який оточує палю, по таблиці Н.8.1 зміна №1 ДБН В.2.1-10-2009;

z – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, м, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від поверхні ґрунту при високому ростверку або від підошви ростверку при низькому ростверку;

γ_c – коефіцієнт умов роботи;

A – вантажна площа палі, м^2 .

Розрахунок переміщень та зусиль в палях виконуємо в програмному комплексі ПК Ліра-Сапр. Жорсткість ґрунтової основи моделюємо 56 СЕ з врахуванням значень вказаних у табл. 3. Жорсткість палі моделюємо 10 СЕ. В результаті розрахунку отримуємо відповідні результати: Переміщення в рівні дна котловану – $y_0=33,369$ мм. Переміщення верху палі – $y_8=119$ мм.

Навантаження від ґрунту
Мозаїка переміщень по Y(G)
Одиниці виміру - мм

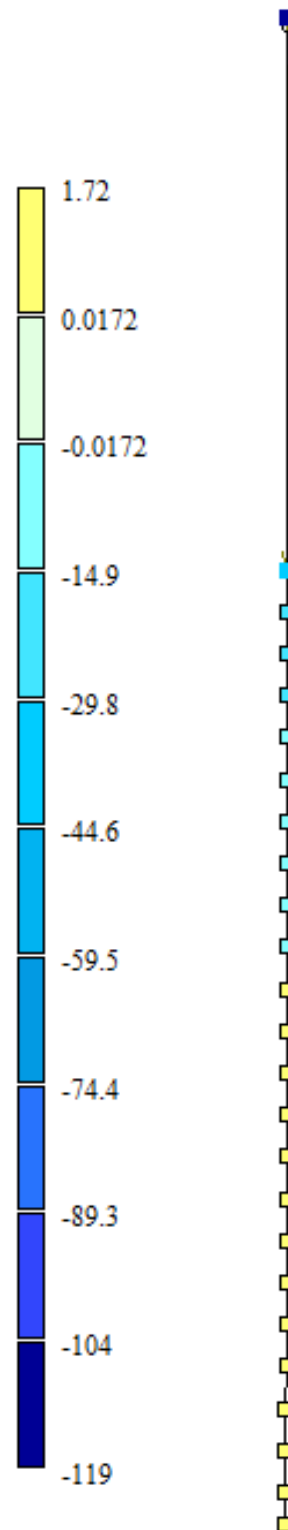


Рис.5. Переміщення палі після статичного розрахунку.

Fig.5. Pile movement after static calculation.

Табл.2 Початкові коефіцієнти пропорційності для інженерно-геологічних елементів, що контактують з бічною поверхнею пали

Table 2. Initial proportionality coefficients for engineering and geological elements in contact with the lateral surface of the pile

ІГЕ	Назва шару ґрунту	Коеф. пористості, e	Число текучості I_L	К коефіцієнт пропорційності, кН/м^4
1	супісок піщанистий, твердий	0,71	-0,83	12000
2	пісок мілкий, щільний, середньої щільності	0,6		12000
3а	супісок піщанистий, твердий	0,77	-0,53	12000
3б	супісок піщанистий, пластичний	0,76	0,07	6720
5	суглинок важкий піщанистий	0,6	0,4	12000
6	супісок піщанистий, пластичний	0,56	0,13	4520
7	пісок піщанистий, щільний	0,59		4000

Табл.3 Розрахункові параметри для 56 СЕ.

Table 3. Calculation parameters for 56 Finite elements.

№ Розрах. вузла	№ ІГЕ	Глиб. розташ. $z, \text{м}$	Довж. ділянки $h, \text{м}$	Вантажна Площа м^2	Коеф. Пропорц. $K, \text{кН/м}^4$	Коеф. Постелі $c_x, c_y, \text{кН/м}^3$	Жорсткість Для СЕ56, кН/м
1	2	0,5	0,5	0,43	12000	2000	860
2	2	1,0	0,5	0,43	12000	4000	1720
3	3а	1,5	0,5	0,43	12000	6000	2580
4	3а	2,0	0,5	0,43	12000	8000	3440
5	3а	2,5	0,5	0,43	12000	10000	4300
6	3а	3,0	0,5	0,43	12000	12000	5160
7	3а	3,5	0,5	0,43	12000	14000	6020
8	3а	4,0	0,5	0,43	12000	16000	6880
9	3а	4,5	0,5	0,43	12000	18000	7740
10	5	5,0	0,5	0,43	12000	20000	8600
11	5	5,5	0,5	0,43	12000	22000	9460
12	5	6,0	0,5	0,43	12000	24000	10320
13	5	6,5	0,5	0,43	12000	26000	11180
14	5	7,0	0,5	0,43	12000	28000	12040
15	6	7,5	0,5	0,43	4520	11300	4859
16	6	8,0	0,5	0,43	4520	12053	5183
17	6	8,5	0,5	0,43	4520	12807	5507
18	6	9,0	0,5	0,43	4520	13560	5831
19	6	9,5	0,5	0,43	4520	14313	6155
20	6	10,0	0,5	0,43	4520	15067	6479
21	6	10,5	0,5	0,43	4520	15820	6803
22	7	11,0	0,5	0,43	4000	14667	6307
23	7	11,4	0,4	0,344	4000	15200	5229

Розрахунок підпірної стіни згідно СНиП 2.02.03–85

Розрахунок виконуємо згідно положень СНиП 2.02.03–85 та відповідного посібника з проектування пальових фундаментів

Коефіцієнт K прийнято 7000 кН/м^4 , умовна ширина палі прийнята рівною кроку палі $b_c=0,86\text{м}$. Тоді коефіцієнт деформації рівний $\alpha_c=0,488$, а приведена глибина занурення палі в ґрунт $L^*=5,563\text{м}$.

Розрахунок переміщень палі в рівні дна котловану виконуємо за формулами:

$$y_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM}$$

$$\varphi_0 = H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM}$$

де H_0 и M_0 — розрахункові значення відповідно поперечної сили, тс, і згинального моменту, у перерізі палі, що розглядаються,

δ_{HH} — горизонтальне переміщення перерізу, від сили $H_0 = 1$;

δ_{HM} — горизонтальне переміщення перерізу, від моменту $M_0 = 1$;

δ_{MH} — кут повороту перерізу, від сили $H_0 = 1$;

δ_{MM} — кут повороту перерізу, від моменту $M_0 = 1$.

Переміщення δ_{HH} , $\delta_{MH} = \delta_{HM}$ та δ_{MM} визначаються за формулами:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_d^3 E_\sigma I} A_0;$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_d^2 E_\sigma I} B_0;$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_d E_\sigma I} C_0,$$

Переміщення в рівні верху палі визначаємо за формулами:

$$\Delta_r = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{H l_0^3}{3 E_\sigma I} + \frac{M l_0^2}{2 E_\sigma I};$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{H l_0^2}{2 E_\sigma I} + \frac{M l_0}{E_\sigma I},$$

Після визначення одиночних переміщень, та розрахунку переміщень в рівні дна котловану та в рівні верху фундаменту отримано наступні значення:

- Переміщення в рівні дна котловану – $y_0 = 25,76 \text{ мм}$

- Переміщення верху палі – $y_b = 120,9 \text{ мм}$.

Розрахунок підпірної стіни в програмному комплексі *Plaxis 2d*

Для порівняння результатів виконаємо розрахунок палі в програмному комплексі *Plaxis 2d*.

Розрахунок стійкості елементів підпірної стіни виконуємо методом скінченних елементів (МСЕ), шляхом розгляду напружено-деформованого стану ґрунтового масиву з урахуванням пружної або пружно-пластичної моделі поведінки ґрунту.

Розрахунки по оцінці стійкості конструкцій підпірної стіни за зміною напружено-деформованого стану виконувалися по моделі Мора-Кулона. Ця модель приймається для першої групи граничних станів ґрунту (ρ_l , ϕ_l , c_l для ґрунтів в природньому стані та ρ_{lsat} , ϕ_{lsat} , c_{lsat} – для ґрунтів при повному водонасиченні).

Модель включає наступні параметри: параметри жорсткості (E), коефіцієнт Пуассона (ν_{ur}), питоме зчеплення (c), кут тертя (φ) і кут дилатансії (ψ), об'ємна вага ґрунту в сухому (γ_{unsat}) і водонасиченому (γ_{sat}) станах, коефіцієнти фільтрації K_x и K_y .

Ґрунтовий масив моделювався 15-ти вузловими елементами. Граничні умови в нижній частині моделі представлені у вигляді жорсткого защемлення, а бокові грані моделі – в вигляді шарнірних опор.

За відсутності конкретних навантажень на призму обвалення підпірної стіни розраховувалась з врахуванням умовного тимчасового характеристичного рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю 10 кПа , яке включає навантаження від автомобіля, згідно з п 7,19 [5]

Після розрахунку в програмному комплексі *Plaxis 2d* було отримано наступні переміщення палі на рівні дна котловану та верху підпірної стіни.

Порівняння отриманих значень переміщень палі зводимо до таблиці 4.

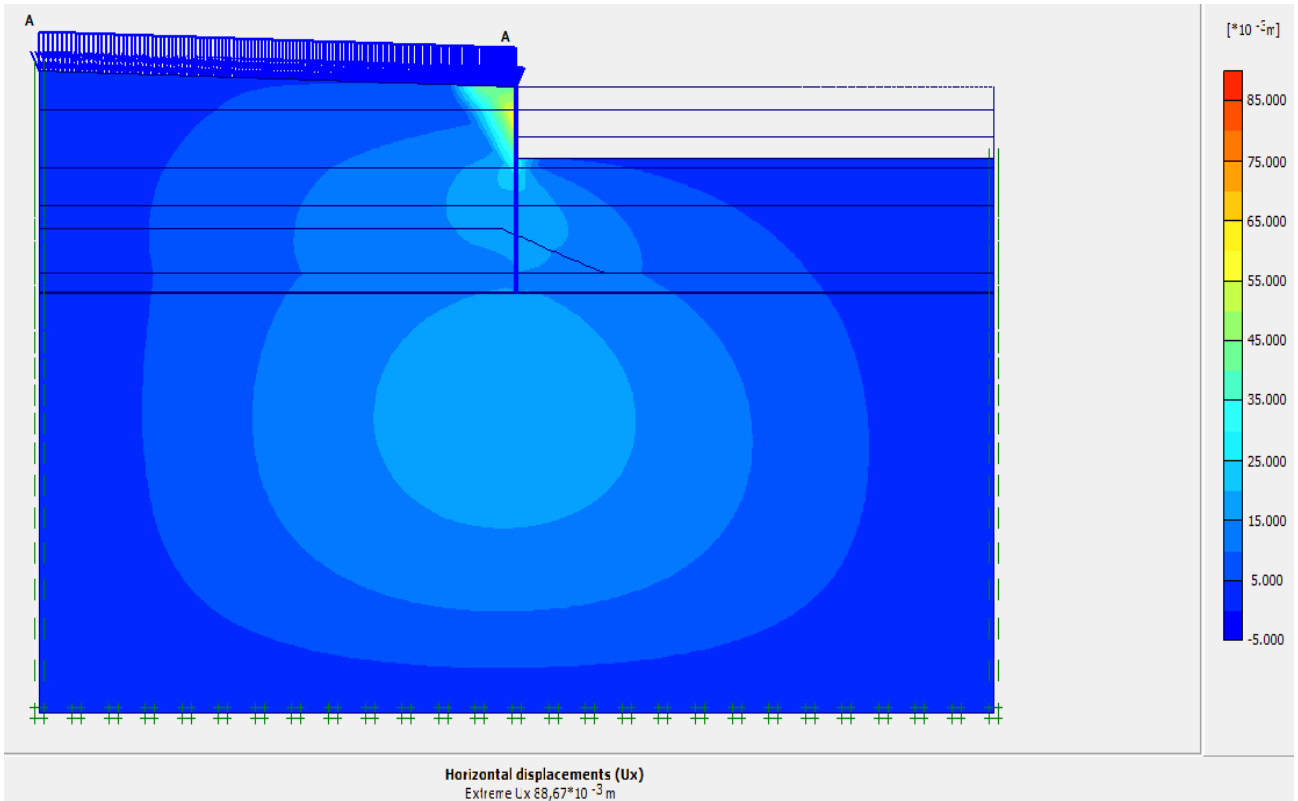


Рис.6 Горизонтальні переміщення огороження котловану
 Fig. 6 Horizontal movements of the pit fence

Табл. 4. Результати оглядових чисельних досліджень.
 Table 4. Results of review numerical studies.

№	Найменування методики	Переміщення палі в рівні дна котловану, мм	Різниця,%	Переміщення палі в рівні верху фундаменту, мм	Різниця,%
1	ДБН В.2.1-10-2009 з врахуванням вимог зміни №1.	33,369	-	119,0	-
2	СНиП 2.02.03-85	25,76	22,8	120,9	1,60
3	Plaxis 2d	33,904	1,64	88,67	25,48

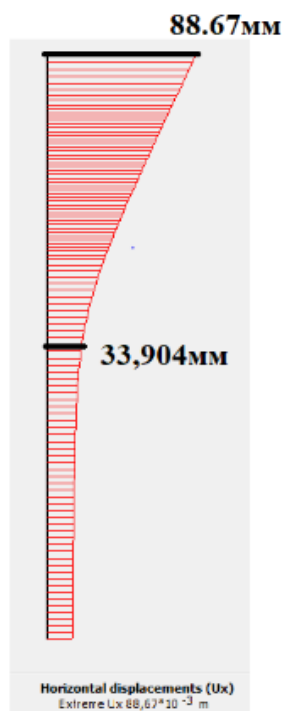


Рис.7. Горизонтальні переміщення палі.
Fig.7. Horizontal movements of the pile.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Як видно з результатів розрахунку найбільші значення переміщень голови паль вийшли при розрахунку за ДСТУ - Н Б В.2.1-31:2014 з врахуванням вимог зміни №1. ДБН В.2.1 - 10 - 2009 (128мм). Максимальна різниця в усіх трьох методах склала 30,7%. Значення переміщень палі в зоні дна котловану вийшла згідно розрахунку в програмному комплексі Plaxis 2d за моделлю Кулона-Мора. Як показує даний аналіз, розрахунок підпірної стіни з буронабивних паль лише одним способом може призвести до помилкового врахування напружено-деформованого стану конструкцій, а також визначення переміщень навколишнього ґрунту. Тому на думку авторів, рекомендовано виконувати розрахунок згідно діючих в Україні норм (ДСТУ Н Б В.2.1-31:2014 з врахуванням вимог зміни №1. ДБН В.2.1 - 10 - 2009). Проте, також виконувати перевірку отриманих результатів в програмному комплексі Plaxis 2d, або інших геотехнічних програмах. Також рекомендовано розробити якісний програмний продукт який зможе

максимально об'єктивно відтворювати реальну роботу паль в підпірній стінці з врахуванням існуючих методик розрахунку.

ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1-10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіон України, 2018 – 36с.
2. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
3. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
4. Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила. EN 1997-1-2004.
5. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 К.: Мінрегіонбуд України, 2015.
6. Михайловский Д.В. Моделирование палевого фундамента с использованием объемных физико-нелинейных скінченних елементів ґрунту / Д.В. Михайловский, Д.М. Матющенко, А.О.Смоленський. // *Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві»*. №29'15; Київ: НДІБВ, 2015. - С.44 - 52.
7. Михайловський Д.В. Напружено - деформований стан конструкцій висотної будівлі на палевих фундаментах при різних способах моделювання ґрунтової основи / Д.В. Михайловський, О.А. Комар, А.А. Комар // *Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. Збірник*. Головн. ред. М.М. Осетрін. – К., КНУБА, 2017. – Вип. 65. – 588 с. - С. 384-397.
8. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К. Сталь, 2002. – 600 с.

REFERENCES

1. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1-10:2018. (2019) Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 36 (in Ukrainian).
2. Osnovy ta fundamenti sporud. Zmina 1: DBN V.2.1-10-2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 55 (in Ukrainian).
3. Gorodetskiy A.S. (2007). Komp'yuternye modeli konstrukcij [Computer models of structures]. Kyiv, FAKT, 392 (in Ukrainian).
4. Yevrokod 7. Heotekhnichne proektuvannia. Chastyna 1. Zahalni pravyla: EN 1997-1-2004

- (2004) [Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1. General rules].
5. Nastanova z proektuvannia pidpirnykh stin: DSTU-N B V.2.1-31:2014 (2014) K.: Ministry of Regional Development of Ukraine, (in Ukrainian).
 6. Mykhaylovsky D.V., Matyushchenko D.M., Smolenskyi A.O. (2015). Modeliuvannia palovoho fundamentu z vykorystanniam obiemnykh fizychno-neliniinykh skinchenykh elementiv hruntu [Modeling of the pile foundation using volumetric physically nonlinear finite soil elements]. *Scientific and technical magazine «New technologies in construction»*. No. 29'15; Kyiv: NDIBV. 44 - 52. (in Ukrainian).
 7. Mykhaylovskiy D.V., Komar O.A., Komar A.A. (2017). Napruzhenno-deformovanyi stan konstruktsii vysothoi budivli na palovykh fundamentakh pry riznykh sposobakh modeliuvannia hruntovoi osnovy [The stressed-deformed state of high-rise building structures on pile foundations with different methods of modeling the soil base]. *Urban planning and territorial planning: Scientific and technical. Collection*. Chief ed. M.M. sturgeon. K., KNUBA, Issue 65. 588 p. P.384-397 (in Ukrainian).
 8. Perelmuter A.V., Slivker V.I. (2002). Raschetnye modeli sooruzhenij i vozmozhnost ih analiza [Calculation models of structures and the possibility of their analysis]. K.: Stal, 600p. (in Ukrainian).

Analysis of existing methods for calculating retaining walls from bored piles

Denys Mykhaylovsky

Oleh Komar

Maksym Khoronzhevskiy

Summary. An overview analysis of the methods of calculating retaining walls from driven piles was performed. Analytical calculation of piles in accordance with SNiP 2.02.03–85, calculation taking into account the requirements of change No. 1 DBN V.2.1-10-2009 on the calculation of horizontal stiffness of piles and static calculation of the section using the Lira-CAD software complex were considered, and calculation of a plane cross-section using the finite element method according to the Coulomb-Mohr model in the Plaxis 2D software complex.

With population growth and the expansion of cities, the need for new residential, commercial and industrial buildings increases. Modern urbanization leads to an increase in the population density and densification of buildings. This requires the construction of multi-story buildings and infrastructure to ensure efficient use of the limited land area, construction on areas with significant elevation differences, or the construction of underground parking lots. Under such conditions, engineers increasingly have to solve construction problems in the conditions of compacted buildings, or in conditions of significant differences in the height of the building site.

One of the most common engineering solutions to solve these problems is the implementation of massive retaining walls in the soil in the form of bored piles connected by a binding grid. The calculation of such structures requires special attention to the determination of the initial parameters of the considered problem and the choice of an approach to the calculation and analysis of the stress-strain state of the elements of the pit enclosure structures and the base.

On the example, the calculation of the pile was performed in the engineering and geological conditions of the city of Kyiv with the same calculation parameters and different calculation methods. For the reliability of the comparison of loading results for all three cases, it was accepted according to DSTU NB V.2.1-31:2014. The obtained movements of the piles at the level of the bottom of the pit and the top of the pile were analyzed in three ways, and based on them, preliminary conclusions were formulated with prospects for further research.

Key words. calculation methods, bored pile, software complex, horizontal stiffness of piles.

Дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій панельного будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту

Віктор Носенко¹, Олександр П'ятков², Остап Кашоїда³

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

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

²av.pyatkov@gmail.com, orcid.org/0000-0001-8797-151X

³o.o.kashoida@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-9234-4489

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.98-112

Анотація. Виконано дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій дев'ятиповерхового панельного будинку на напружено-деформований стан його пальового фундаменту.

Для дослідження було створено декілька моделей будинку з однаковими надземними частинами, що відрізнялись між собою за конструктивною схемою підвального поверху: монолітний залізобетон або збірний залізобетон, несучі стіни також змінюються: по буквених або числових координатних осях.

Головною перевагою панельних будинків є те, що для їх зведення (влаштування) потрібно значно менше часу, ніж для зведення аналогічного будинку, з такою ж площею і будівельним об'ємом, але за іншою конструктивною схемою (стіною або з використанням монолітного залізобетонного каркасу).

Числове моделювання панельних будинків, а саме стиків в місцях примикання збірних залізобетонних елементів є складним для інженерів, адже числове моделювання можна виконувати декількома способами, які були наведені та описані в роботі [1].

Проаналізовано напружено-деформований стан пальового фундаменту (поздовжні зусилля в палях, згинальні моменти в плиті ростверку) та нормальні напруження у вертикальних несучих елементах підвалу з різними конструктивними схемами підвального поверху та різними несучими стінами. Виявлено кількісну і якісну зміну згинальних моментів у плиті ростверку, такі ж відмінності виявлено у напруженнях вертикальних несучих елементів підвалу.

Аналіз згинальних моментів у плиті рост-



Віктор Носенко
завідувач кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Олександр П'ятков
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Остап Кашоїда
аспірант кафедри
геотехніки

верку дозволив виявити та дослідити вплив жорсткості конструкцій підвального поверху на напружено-деформований стан пальового фундаменту (плити ростверку). Виявлено вплив вертикальних швів між стіновими панелями на згинальні моменти в ростверку, згинальні моменти змінюються як кількісно (збільшуються в рази) так і якісно. Застосування монолітних конструкцій у якості стін підвалу призводить до більш-плавної епюри згинальних моментів у плиті ростверку.

Ключові слова. Пальовий фундамент, панельні будинку, стики між збірними залізобетонними елементами, числове моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Для забезпечення нормальної експлуатації будинку та економічного проектування є необхідність у дослідженні впливу жорсткості надземних конструкцій будівлі на напружено-деформований стан пальового фундаменту і вертикальних несучих елементів підвалу.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах багатьох науковців [1-8] висвітлюються дослідження та моделювання пальових фундаментів. Дослідження впливу жорсткості будівлі на напружено-деформований стан пальового фундаменту наведено у роботах [1] та [2].

МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив жорсткості надземних конструкцій на напружено-деформований стан пальового фундаменту. Порівняти зусилля в плиті ростверку та напруження у вертикальних несучих елементах в залежності від конструктивної схеми підвального поверху. На основі отриманих результатів зробити висновок про оптимальну конструктивну схему для підвального поверху панельного будинку.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій на напружено-деформований стан пальового фундаменту і вертикальних несучих елементів підвального поверху було створено дві числові моделі панельного, дев'ятиповерхового будинку, що відрізнялись між собою лише конструктивною схемою підвального поверху: монолітний або збірний залізобетон. Також для більш широкого дослідження дані числові моделі ще поділились на дві «гілки». Поділ полягав в тому, щоб додатково проаналізувати вплив несучих стін (по буквених або цифрових координаційних осях) надземних конструкцій на пружено-деформований стан пальового фундаменту і

стін підвального поверху.

Тобто: В1.1 – це модель в якій стіни підвалу і плита перекриття над підвальним поверхом виконані із монолітного залізобетону та несучими стінами по буквених осях; В1.2 – те саме, але несучі стіни по цифрових осях; В2.1 – це модель в якій стіни підвалу і плити перекриття над ним виконані із збірного залізобетону та несучими стінами по буквених осях; В2.2 – це те саме, але несучі стіни по цифрових осях.

Дослідний будинок має розмірити в координаційних осях 18х30 м, висота поверху складає 3 м, товщина збірної залізобетонної плити перекриття становить 220 мм, товщина стінових панелей сягає 160 мм, монолітне залізобетонне ядро жорсткості, що складається із двох сходових маршів та ліфтової шахти, має товщину стін у 250 мм. Варіант із монолітними залізобетонними конструкціями підвального поверху має товщину стін у 200 мм та плиту перекриття товщиною 200 мм.

Пальовий фундамент будинку складається із монолітного залізобетонного ростверку висотою 500 мм та із буроін'єкційних паль діаметром 420 мм і довжиною 9 м, в кількості 144 шт. Схема пальового поля та вертикальні несучі елементи підвалу наведені на рис. 1.

Для даного дослідження було прийнято основу у вигляді піщаного ґрунту: пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеня водонасичення. Фізико-механічні характеристики ґрунту наступні: модуль деформації $E=35$ МПа; коефіцієнт Пуассона $\nu=0,3$; питома вага $\gamma=17,5$ кН/м³; вологість $w=0,05$; коефіцієнт пористості $e=0,6$; питома зчеплення $C=3$ кПа; кут внутрішнього тертя $\varphi=32^\circ$.

Стики в місцях примикання залізобетонних елементів змодельовано за допомогою функції «Стик» в ПК «Сапфір». Числове моделювання горизонтальних стиків виконано без врахування закладних деталей, але з врахуванням заповнення шва розчином М200 товщиною 20 мм. Особливістю скінченних елементів якими моделюється заповнення шва є те, що у них неможливе виникнення згинальних моментів.

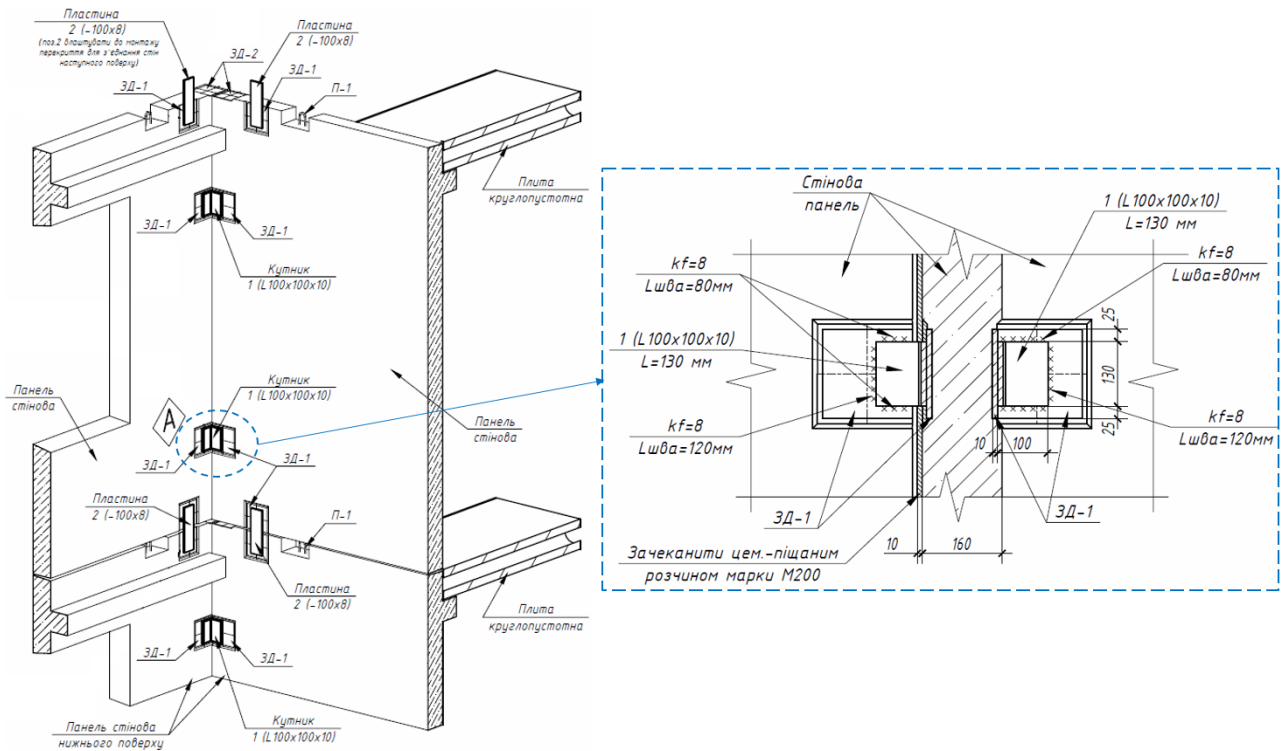


Рис.2. Схема влаштування збірних елементів надземних конструкцій.
 Fig.2. Scheme of arrangement of prefabricated elements of above-ground structures.

Числове моделювання вертикальних стиків між збірними залізобетонними елементами виконано без врахування заповнення шва розчином (приймається в запас), а закладні деталі, що наведені на рис.2 і виконані із кутиків моделюються за допомогою двовузлових скінченних елементів.

Так-як закладна деталь приварюється до стінової панелі, тому жорсткість закладної деталі буде визначатись як для зварного з'єднання. За формулою (1) можливо визначити в якій площині буде виконуватись розрахунок (у площині наплавленого металу, або у площині металу сплавлення).

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{0,45 \beta_z R_{un}}; \quad (1)$$

де: β_f та β_z – коефіцієнти переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу кутового шва відповідно у площині наплавленого металу і у площині металу границі сплавлення; R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу; R_{un} – характеристичний опір сталі.

Якщо отримана частка (по формулі 1)

буде менша-рівною одиниці, тоді розрахунок виконується у площині наплавленого металу, якщо частка буде більшою за одиницю – у площині металу межі сплавлення.

У нашому дослідженні частка (по формулі 1) виходить меншою за одиницю, тому розрахунок слід вести у площині наплавленого металу за формулою (2).

$$\frac{N \gamma_n}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \quad (2)$$

де: γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю, визначається згідно з ДБН В.1.2-14; β_f – коефіцієнт переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу кутового шва у площині наплавленого металу; k_f – катет кутового шва; l_w – розрахункова довжина зварного шва; R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу; γ_c – коефіцієнт умов роботи.

За допомогою формули (2) можна визначити важливі розрахункові величини: розрахункове навантаження, що може витримати зварне з'єднання (3) та жорсткість зварного з'єднання (4).

$$N_i = \frac{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c}{\gamma_n}; \quad (3)$$

$$R_i = \frac{N_i}{\Sigma l_{w,i}}; \quad (4)$$

де: R_i – погонна жорсткість зварного з'єднання по одній із осей ГСК (кН/м.п.); N_i – несуча здатність зварного шва по осі ГСК (кН); $\Sigma l_{w,i}$ – сумарна довжина зварного шва, що сприймає N_i по відповідній осі ГСК (м.п.).

Закладні деталі в числовому моделюванні виконуються за допомогою двовузлового скінченного елемента, який створює пружний зв'язок між вузлами скінченних елементів. Як показано на рис. 3 двовузловий скінченний елемент являє собою «пружину», що обмежує лінійні та кутові переміщення по осям глобальної системи координат (ГСК). Такий скінченний елемент може володіти жорсткістю по одній із осей ГСК, або одночасно по всім осям ГСК.

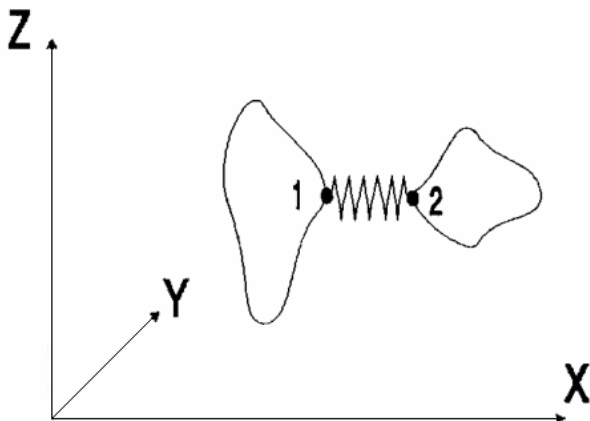


Рис.3. Принципова схема роботи скінченного елемента закладної деталі.

Fig.3. Schematic diagram of the operation of the finite element of the embedded part.

Моделювання монолітних ділянок плити перекриття не викликає жодних складнощів через те, що плита має сталий переріз, на відміну від круглопустотної плити перекриття.

Для того, щоб коректно визначити висоту (товщину) пластини якою будуть моделюватись збірні круглопустотні плити перекриття необхідно дізнатися жорсткісні характеристики такого перерізу. За допомогою комп'ютерної техніки було визначено,

що збірна залізобетонна плита перекриття шириною 1190 мм і висотою 220 мм буде мати момент інерції близько $8,54 \cdot 10^8$ мм⁴. Із загальновідомої формули опору матеріалів для визначення моменту інерції прямокутного перерізу (5), можна визначити висоту перерізу за допомогою формули (6).

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}; \quad (5)$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{b}}; \quad (6)$$

де: b – ширина перерізу (мм); h – висота перерізу (мм).

Після застосування формули (6) було визначено еквівалентну висоту плити перекриття, що складає близько 205 мм. Різниця моменту опору перерізу круглопустотної плити шириною 1190 мм та еквівалентного прямокутного перерізу з розмірами 1190x205 мм складає близько 0,0015%, в той час як площа еквівалентного перерізу більша на 75,04%, що призведе до збільшення навантаження від власної ваги. Відповідно виникає необхідність у визначенні еквівалентної питомої ваги, щоб отримати коректні значення навантаження від власної ваги.

Погонний метр зірної залізобетонної плити перекриття шириною 1190 мм має вагу близько 3,48 кН(м.п.), у той як еквівалентна плита має вагу близько 6,08 кН(м.п.) Тому для пластин які моделюють збірні круглопустотні плити перекриття будемо вказувати питому вагу матеріалу, що рівна 16,31 кН/м³ (замість звичних 25 кН/м³ для залізобетонних елементів).

НАПРУЖНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

Числове моделювання взаємодії пального фундаменту із ґрунтовою основою виконано за допомогою ланцюжка одновузлових скінченних елементів перемінної жорсткості, що були уточнені за три ітерації розрахунку.

Поздовжні зусилля у палях, що виника-

ють у моделі з монолітним підвалом та несучими стінами надземних поверхів по буквених осях (B1.1) змінюються в діапазоні від 419 кН (42,7 т) до 1420 кН (144,8 т). Характерно, що кутові палі мають найбільші поздовжні зусилля, центральні – найменші поздовжні зусилля, а периферійні – середні значення поздовжніх зусиль. Центральні палі, що наближені до несучих осей (в даному випадку це буквені осі) мають більші поздовжні зусилля ніж ті, що знаходяться біля самонесучих стін (приріст сягає 70...100 кН)

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з підвалом із збірних елементів та несучими стінами надземних поверхів по буквених осях (B2.1) змінюються в діапазоні від 407 кН (41,5 т) до 1254 кН (127,8 т). Палі даної числової моделі так само завантажені характерно для коректної роботи пальового фундаменту. Центральні палі, які наближені до несучих стіг мають приріст поздовжніх зусиль на рівні 100...150 кН.

Порівняння поздовжніх зусиль виконано у вигляді гістограми, що наведена на рис. 4. У кутовій частині ростверку поздовжні зусилля в палі, для варіанту із монолітним підвалом (B1.1), більші на 165 кН від варіанту із збірним підвалом (B2.1). В периферійній зоні навпаки, поздовжні зусилля більші на 21 кН для варіанту із збірним підвалом (B2.1). В центральній (внутрішній) зоні поздовжні зусилля майже однакові або більші у варіанті із збірним підвалом (B2.1).

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з монолітним підвалом та несучими стінами надземних поверхів по цифрових осях (B1.2) змінюються в діапазоні від 420 кН (42,8 т) до 1430 кН (145,8 т).

Характер завантаження паль схожий до попередніх варіантів числового моделювання, явно виражені особливості відсутні. Центральні палі, що наближені до несучих стін, які розташовані по цифровим осям, мають більші поздовжні зусилля ніж ті, що знаходяться біля самонесучих стін. Приріст становить 50...70 кН, тоді як у моделі із

несучими стінами по буквеним осям (B1.1) приріст складає 70...100 кН.

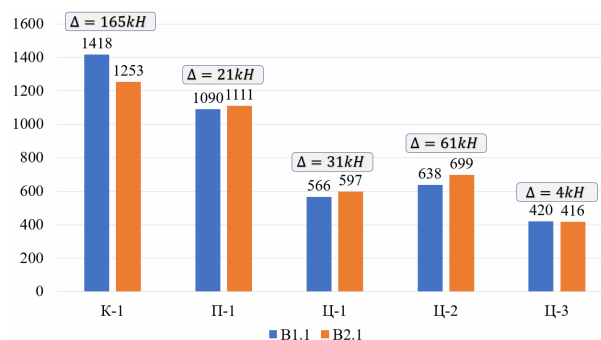


Рис.4. Порівняння поздовжніх зусиль у характерних палях для дослідних числових моделей із несучими стінами надземних поверхів по буквеним осям.

Fig.4. Comparison of longitudinal forces in characteristic piles for experimental numerical models with load-bearing walls of above-ground floors along letter axes.

Поздовжні зусилля у палях, що виникають у моделі з збірним підвалом та несучими стінами надземних поверхів по цифрових осях (B2.2) змінюються в діапазоні від 408 кН (41,5 т) до 1284 кН (130,9 т). Навантаження між палями розподілено характерно для нормальної роботи паль. Центральні палі, що наближені до несучих осей (в даному випадку це цифрові осі) мають більші поздовжні зусилля ніж центральні палі (приріст сягає 40...70 кН).

Порівняння поздовжніх зусиль виконано у вигляді гістограми, що наведена на рис. 5. У кутовій частині ростверку поздовжні зусилля в палі, для варіанту із монолітним підвалом (B1.2), більші на 146 кН від варіанту із збірним підвалом (B2.2). В периферійній зоні навпаки, поздовжні зусилля більші на 21 кН для варіанту із збірним підвалом (B2.1). В центральній (внутрішній) зоні поздовжні зусилля майже однакові або більші у варіанті із збірним підвалом (B2.1).

У дослідженні [2] отримана інша картина розподілу поздовжніх зусиль в палях панельного будинку, там При збірному підвалі різниця зусиль в оголовках паль може відрізнитися в 2 рази, а при монолітному в 1,2 разів. Тобто при монолітному фундаме-

нті перерозподіл зусиль між палями є більш рівномірним. На нашу думку це пояснюється тим, що в дослідженнях використана різна схема розміщення паль: в досліді, що наведений у [2] – раціональне розташування паль під стінами, а у нашому дослідженні палі розташовані регулярно сіткою.

У ростверку порівнюємо згинальні моменти та переміщення самої плити. Проаналізовано та наведено згинальні моменти у вигляді епюри, які виконано по осі «Б» та осі «4».

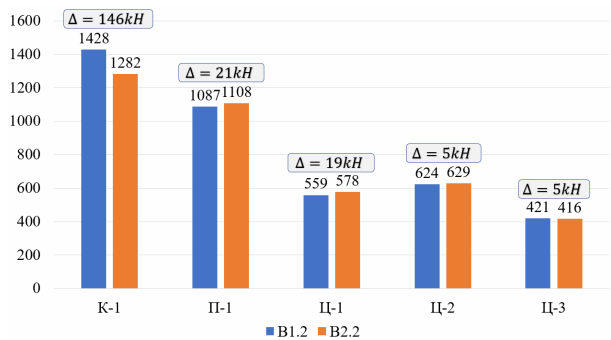


Рис.5. Порівняння поздовжніх зусиль у характерних палях для дослідних числових моделей із несучими стінами надземних поверхів по цифрових осях.

Fig.5. Comparison of longitudinal forces in characteristic piles for experimental numerical models with load-bearing walls of above-ground floors along digital axes.

digital axes.

Згинальні моменти по осі «Б» зображені на рис. 6; 8, по осі «4» - рис. 7; 9.

Аналіз згинальних моментів по осі «Б» показав, що при використанні збірних елементів (B2.1 та B2.2) у підвальному поверсі значно зростають пікові значення згинальних моментів на краях плити, у нижній зоні до 6 разів. У центральній зоні навпаки, більші значення зусиль виникають при варіанті із монолітним підвалом (B1.1 та B1.2). Це можна пояснити тим, що у варіанті числового моделювання із монолітним підвалом стіни жорстко примикають до плити ростверку, тому навіть само-несучі стіни будуть передавати певні згинальні моменти на плиту ростверку.

Аналіз згинальних моментів, що наведені на рис. 6-7 дозволив виявити як кількісну так і якісну відмінність у епюрі згинальних моментів у плиті ростверку. Більші значення згинальних моментів виникають при використанні моделі із збірним підвалом (B2.1), пікові значення виникають в межах вертикальних стиків між стіновими панелями.

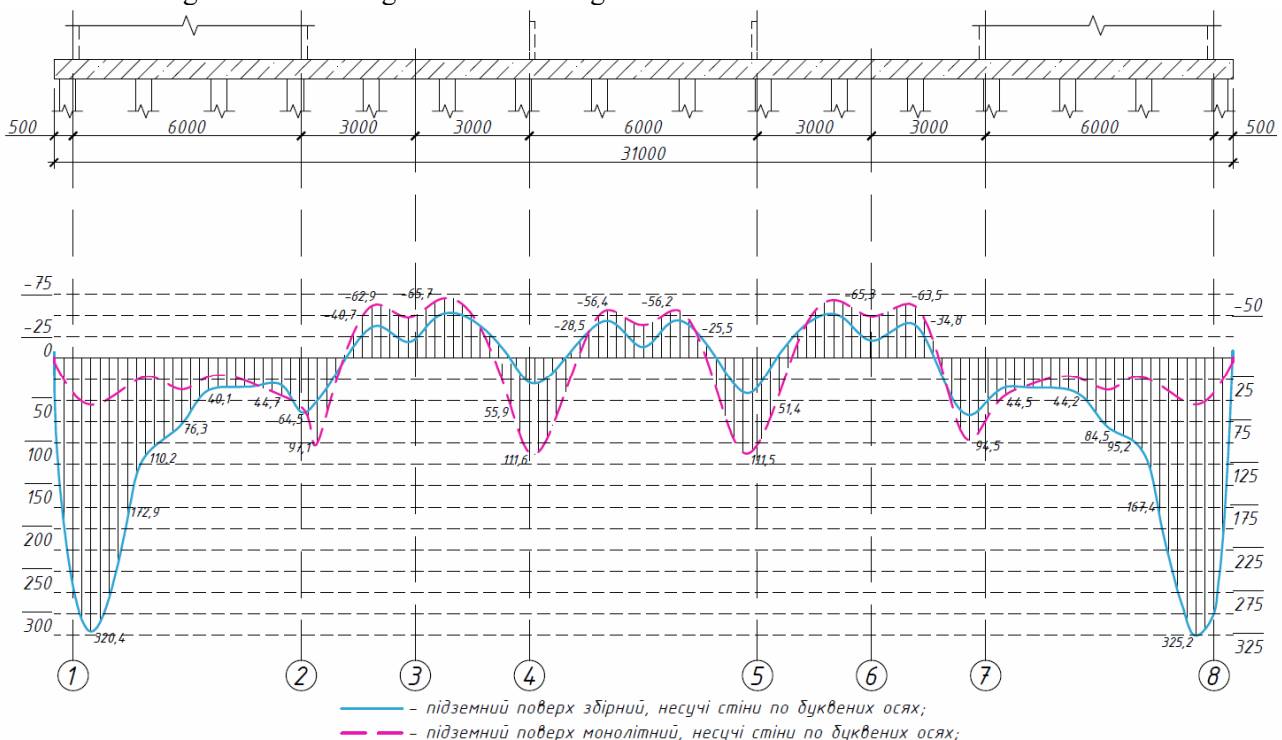


Рис.6. Епюра згинальних моментів по осі «Б» (несучі стіни по буквених осях).

Fig.6. Chart of bending moments along the "B" axis (bearing walls along letter axes).

НОРМАЛЬНІ НАПРУЖЕННЯ У ВЕРТИКАЛЬНИХ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТАХ

Порівняння нормальних напружень у вертикальних несучих елементах підвалу, в залежності від його конструктивної схеми, виконано за допомогою гістограм та наведено на рис. 10; 12 та рис. 11; 13. На рис. 10; 12 наведено порівняння вертикальних напружень у стіні по осі «4» в осях «А-В». Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітними залізобетонними

елементами (В1.1), в характерних точках, змінюються в діапазоні від $200,53 \text{ кН/м}^2$ до $2347,38 \text{ кН/м}^2$. Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.1) напруження знаходяться в діапазоні від $314,05 \text{ кН/м}^2$ до $2754,7 \text{ кН/м}^2$, без врахування точок Т-3, Т-6, Т-9 (де виникають розтягуючі напруження). В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.1) більші у 1,37 рази.

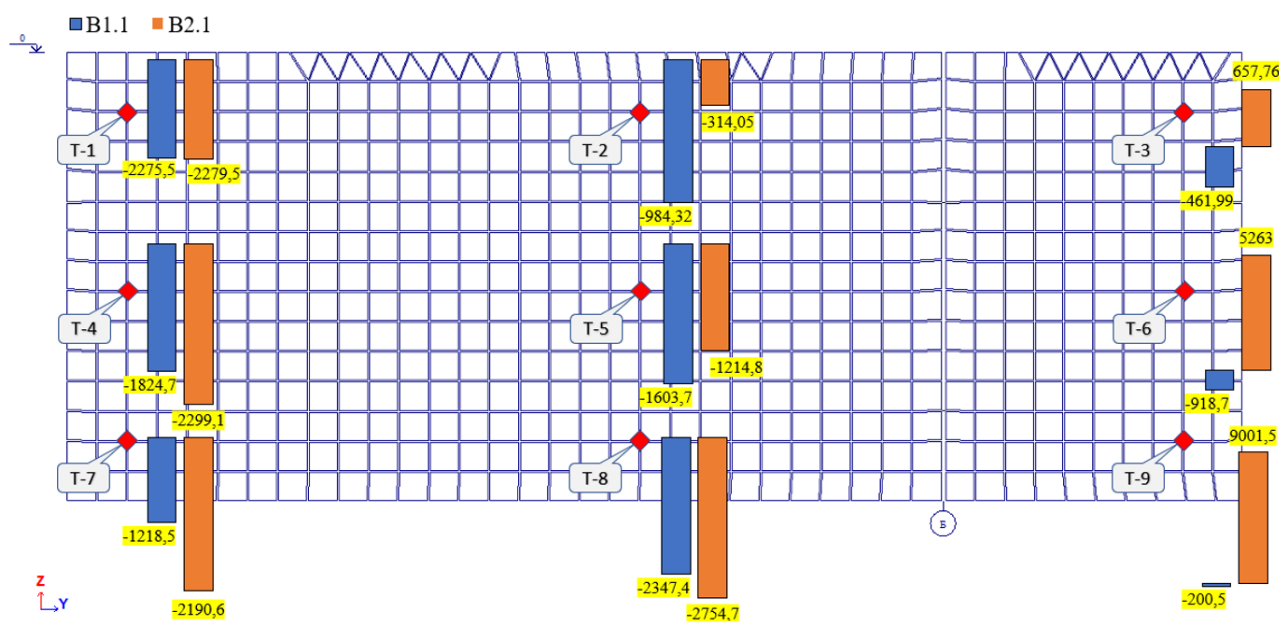


Рис.10. Напруження в стіні підвалу по осі «4» в осях «А-В» (несучі стіни по буквених осях).

Fig.10. Stress in the basement wall along the "4" axis in the "A-B" axes (bearing walls along the letter axes).

Варіант із використанням рішення із збірними елементами (В2.1) має більші напруження в місцях вертикальних швів (Т-1, Т-3, Т-4, Т-6, Т-7, Т-9), що призвело до збільшення згинальних моментів у плиті ростверку які були наведені вище. Також слід звернути увагу, що при збірному варіанті підвалу (В2.1) напруження правіше осі «Б» мають додатні (розтягуючі) значення, на відмінну від варіанту із монолітними елементами (В1.1), які мають тільки від'ємні (стискуючі) напруження. Додатні напруження у точках Т-3, Т-6 і Т-9 можна пояснити тим, що стіна між осями «А-В» складається із двох стінових панелей, які розділені чітко по осі «Б», це призводить до змі-

ни жорсткості стіни та незалежної роботи між стіновими панелями.

На рис. 11 наведено вертикальні напруження у стіновій панелі по осі «Б» в осях «7-8». Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітним залізобетонним каркасом (В1.1), в характерних точках, змінюються в діапазоні від $478,09 \text{ кН/м}^2$ до $8913,46 \text{ кН/м}^2$. Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.1) напруження знаходяться в діапазоні від $674,12 \text{ кН/м}^2$ до $14780,97 \text{ кН/м}^2$. В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.1) більші у 2,32 рази.

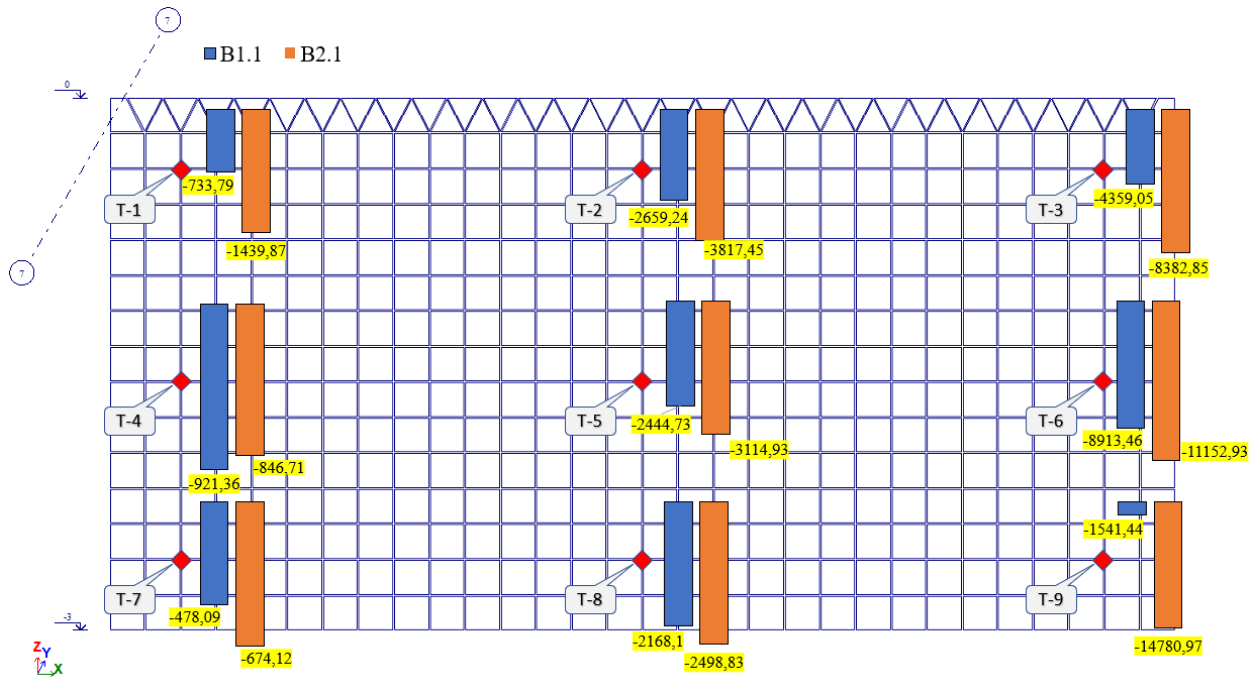


Рис.11. Напруження в стіні підвалу по осі «Б» в осях «7-8» (несучі стіни по буквених осях).
 Fig.11. Stresses in the basement wall along axis "B" in axes "7-8" (bearing walls along letter axes).

Найбільша різниця в напруженнях виникає в характерних точках Т-3, Т-6 та Т-9, це місце примикання до зовнішніх стін підвалу. Це пояснюється тим, що стінові панелі (по варіанту В2.2), а точніше вузли скінченних елементів, не мають сумісної роботи між зовнішньою та внутрішньою стіною панеллю, тому напруження не можуть перейти на зовнішню стінову панель (як у варіанті із монолітними конструкціями підвалу).

На основі результатів числового моделювання можемо зробити проміжні висновки: 1) згинальні моменти в плиті ростверку чутливі до розташування вертикальних стиків у стінових панелях; 2) напруження в вертикальних несучих елементах підвалу у більшості випадків більші, в середньому у 1,45 рази, для варіанту із збір-

ними елементами підвалу.

Напруження у стіні по осі «4» в осях «А-В», що наведені на рис. 12, при варіанті моделювання із монолітними залізобетонними елементами (В1.2), в характерних точках, змінюються в діапазоні від 676,4 кН/м² до 4153,5 кН/м². Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.2) напруження знаходяться в діапазоні від 1342,4 кН/м² до 14686,1 кН/м². Слід звернути увагу, що в точках Т-3, Т-6, Т-9 виникають стискаючі напруження, хоча в попередніх варіантах моделювання там були розтягуючі зусилля. Це можна пояснити тим, що в попередньому варіанті дана стіна була самонесучою. В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.2) більші у 2,76 рази.

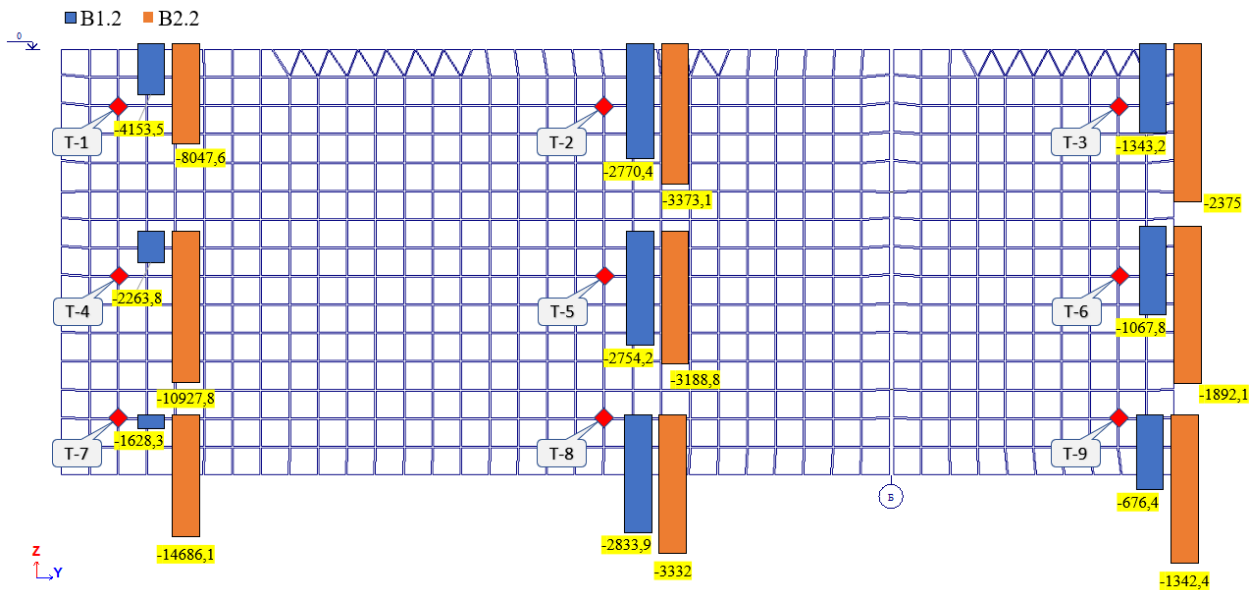


Рис.12. Напруження в стіні підвалу по осі «4» в осях «А-В» (несучі стіни по цифрових осях).
Fig.12. Stress in the basement wall along the "4" axis in the "A-B" axes (load-bearing walls along digital axes).

На рис. 13 наведено вертикальні напруження у стіновій панелі по осі «Б» в осях «7-8». Напруження у стіні при варіанті моделювання із монолітним залізобетонним каркасом (В1.2), в характерних точках, змінюються в діапазоні від $255,93 \text{ kN/m}^2$ до $1999,64 \text{ kN/m}^2$. Для варіанту числового моделювання із збірними елементами підвального поверху (В2.2) напруження знаходяться в діапазоні від $1168,28 \text{ kN/m}^2$ до $5871,10 \text{ kN/m}^2$. В середньому напруження у стінах для варіанту із збірним підвалом (В2.1) більші у 2,5 рази.

На рис. 13 можемо спостерігати цікаве явище, у варіанті із збірними стіновими панелями (В2.2), у місці примикання до внутрішньої стінової панелі виникають розтягуючі напруження, а в місці примикання до зовнішньої стінової панелі – стискаючі. Таке ж явище можна було спостерігати на рис. 10. Найбільша різниця в напруженнях виникає в характерних точках Т-3, Т-6 та Т-9, це місце примикання до зовнішніх стін підвалу. Це пояснюється тим, що стінові

панелі (по варіанту В2.2), не мають сумісної роботи між зовнішньою та внутрішньою стіною панеллю, тому напруження не можуть перейти на зовнішню стінову панель (як у варіанті із монолітними конструкціями підвалу). Закладні деталі володіють жорсткістю на сприйняття лише лінійних переміщень.

Після порівняння напружено-деформованих станів чотирьох варіантів числового моделювання, що порівнювались в залежності від того яка конструктивна схема підвального поверху (монолітна або збірна залізобетонна) та по яким координаційним осям будуть несучі стінові панелі (буквені або цифрові), можемо зробити загальний висновок про вплив зміни жорсткості конструкцій будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту та підземного поверху.

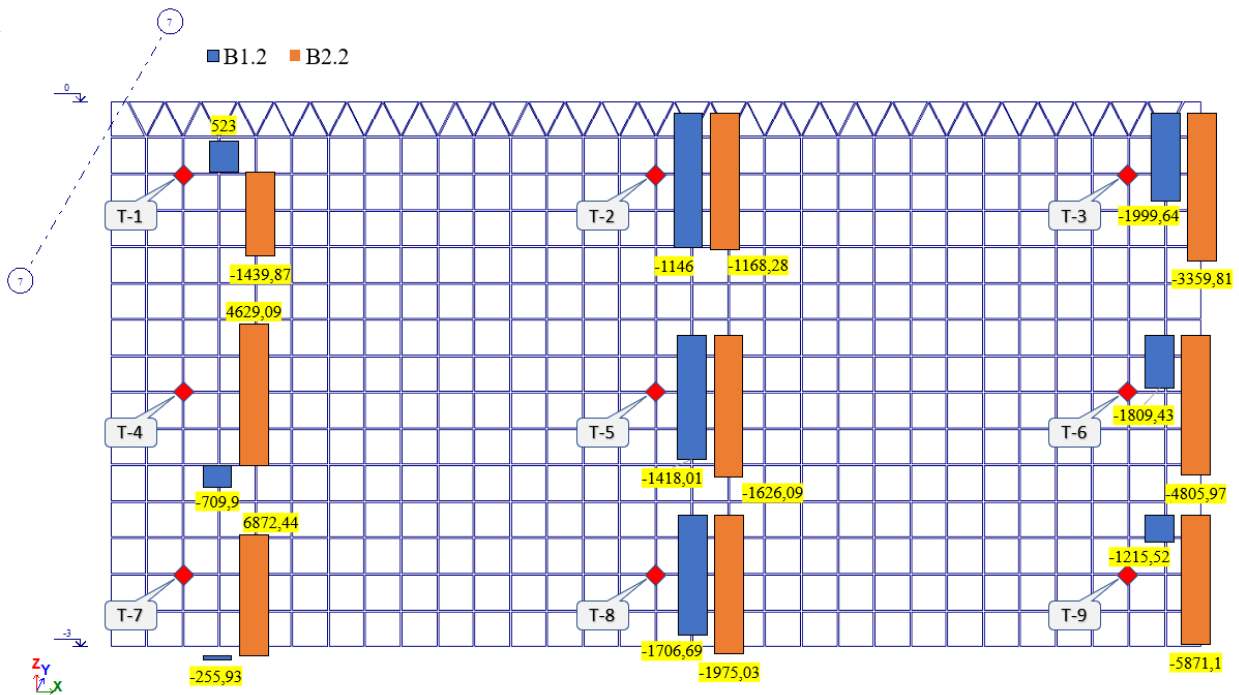


Рис.13. Напруження в стіні підвалу по осі «Б» в осях «7-8» (несучі стіни по цифрових осях).
Fig.13. Stresses in the basement wall along axis "B" in axes "7-8" (load-bearing walls along digital axes).

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

В даній роботі отримано, що поздовжні зусилля в палях майже не змінюються та відповідно не залежать від жорсткості надземних конструкцій будівлі при умові, що палі розміщуються за регулярною сіткою. В роботі [2] було виявлено перерозподіл поздовжніх зусиль у палях, при зміні конструктивної схеми підвального поверху, але для утворення даного ефекту необхідно, щоб палі були розташовані раціонально під несучими стінами.

Аналіз згинальних моментів у плиті ростверку дозволив виявити та дослідити вплив жорсткості конструкцій підвального поверху на напружено-деформований стан пального фундаменту (плити ростверку). Виявлено вплив вертикальних швів між стіновими панелями на згинальні моменти в ростверку. Вплив вертикального шва між стіновими панелями виявляється в тому, що значення згинальних моментів змінюються як кількісно (збільшуються в рази) так і якісно. Застосування монолітних конструкцій у якості стін підвалу призводить до більш-плавної епюри згинальних моментів

у плиті ростверку.

Дослідження напружень у вертикальних несучих елементах підвалу показали, що у більшості дослідних точок напруження в стінах підвалу є більшими у варіантах із збірними стіновими елементами, в середньому у 2,2 рази. Також для самонесучої стіни виявлено, що у випадку введення вертикального шва між стіновими панелями у частині стіни виникають розтягуючі напруження, які необхідно сприйняти робочою арматурою стінової панелі, адже бетон погано працює на розтяг. Якщо стіна буде несучою, то розтягуючі зусилля не будуть виникати при введенні вертикального шва. Використання монолітних конструкцій у якості вертикальних несучих елементів підвалу майже завжди буде призводити до стискаючих вертикальних напружень, які будуть сприйматися бетоном та призведуть до меншої витрати сталі на армування стін.

ЛІТЕРАТУРА

1. Носенко В.С. Вплив жорсткості стиків панельного будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій / В.С.Носенко, О.О.Кашоїда // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип.44. – 9-18 с.
2. Носенко В.С. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буроін'єкційних паль. / В.С. Носенко, О.А. Кривенко // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С. 48-57.
3. Бойко І.П. Взаємодія несучих конструкцій будинку з палевою основою. / І.П. Бойко, В.О. Сахаров, О.В. Литвин // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С. 21-27.
4. Ручківський В.В. Взаємодія ґрунтової основи та групи паль, об'єднаних ростверком. / В.В. Ручківський // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 79-86.
5. Бондарева Л.О. Дослідження впливу способів моделювання паль на розподіл зусиль у палювому фундаменті. / Л.О. Бондарева, Д. Нечипоренко // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 44. – С. 44-54.
6. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И. Д. Евзоров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
7. Antone F. Analysis of linear structures on nonlinear pile foundations. / Antone F. Sayegh, Frank K. Tso. // *Computers and Structures*. - 1988. - No. 29 (4). – P. 633 - 643.
8. Sandy H.L. Cheen, Xinliu Wu. The value range of contact stiffness factor between pile and soil based on penalty function. - *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science (ICEESE)*. - 2018. – No. 128 (2018).
9. zbirnyk. Kyiv: KNUCA, 44, 9-18 (in Ukrainian).
10. Nosenko V.S., Krivenko O.A. (2020). Vplyv zhorstkosti nesuchykh konstruktсий budynku zi zbirnoho zalizobetonu na napruzhenodeformovanyy stan fundamentiv iz buroin'yektsiynnykh pal' [The influence of the stiffness of the load-bearing structures of the house made of precast concrete on the stress-deformed state of the foundations made of bored-injection piles]. *Osnovu i fundamenty: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUCA, 40, 48-57 (in Ukrainian).
11. Boyko I.P., Sakharov V.O., Lytvyn O.V. (2020). Vzaemodiya nesuchykh konstruktсий budynku z palevoiu osnovoyu [Interaction of load-bearing structures of the house with a pile basis]. *Osnovu i fundamenty: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUCA, 40, 21-27 (in Ukrainian).
12. Ruchkivskiy V.V. (2021). Vzayemodiya gruntovoyi osnovy ta hrupy pal', ob'yednanykh rostverkom [The interaction of the soil base and a group of piles connected by a grid]. *Osnovu i fundamenty: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUCA, 43, 79-86 (in Ukrainian).
13. Bondareva L.O., Nechiporenko D. (2022). Doslidzhennya vplyvu sposobiv modelyuvannya pal' na rozpodil zusyl' u pal'ovomu fundamenti [Study of the impact of pile modeling methods on the distribution of forces in the pile foundation]. *Osnovu i fundamenty: naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUCA, 44, 44-54 (in Ukrainian).
14. Gorodetskiy A.S. (2007). Kompiuternye modely konstruktсий [Computer models of structures]. Kyiv, ФАКТ, 392 (in Ukrainian).
15. Antone F. Sayegh, Frank K. Tso. (1988). Analysis of linear structures on nonlinear pile foundations. *Computers and Structures*. 29 (4). 633-643.
16. Sandy H.L. Cheen, Xinliu Wu. (2018). The Value Range of Contact Stiffness Factor between Pile and Soil Based on Penalty Function. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science (ICEESE)*. 128 (2018).

REFERENCES

1. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2022). Vplyv zhorstkosti stykiv panel'noho budynku na napruzhenodeformovanyy stan fundamentnykh konstruktсий [The influence of the rigidity of the joints of the panel house on the stress-deformed state of the foundation structures]. *Osnovu i fundamenty: naukovo-tekhnichnyy*

Study of the influence of the rigidity of the above-ground structures of the panel house on the stress-deformed state of the pile foundation

*Viktor Nosenko,
Oleksandr Piatkov,
Ostap Kashoida*

Summary. A study of the influence of the rigidity of the above-ground structures of a nine-story panel building on the stress-deformed state of its pile foundation was carried out.

For the study, several models of the house with the same above-ground parts were created, which differed from each other in terms of the construction scheme of the basement floor: monolithic reinforced concrete or prefabricated reinforced concrete, the load-bearing walls also change: along the letter or numerical coordination axes.

The main advantage of panel houses is that their construction (arrangement) takes significantly less time than the construction of a similar house with the same area and building volume, but with a different structural scheme (wall or with the use of a monolithic reinforced concrete frame).

Numerical modeling of panel buildings, namely the joints in the places where prefabricated reinforced concrete elements are joined, is difficult for engineers, because numerical modeling can be performed in several ways, which were given and described in the work [1].

The stress-deformation state of the pile foundation (longitudinal forces in the piles, bending moments in the raft) and normal stresses in the vertical load-bearing elements of the basement with different structural schemes of the basement floor and different load-bearing walls were analyzed. Quantitative and qualitative changes in the bending moments in the raft were revealed, the same differences were found in the stresses of the vertical bearing elements of the basement.

The analysis of the bending moments in the raft made it possible to identify and investigate the influence of the stiffness of the basement floor structures on the stressed-deformed state of the pile foundation (rafts). The effect of vertical seams between wall panels on bending moments in the grid was revealed. The effect of the vertical seam between the wall panels is manifested in the fact that the values of the bending moments change both quantitatively (increased by several times) and qualitatively. The use of monolithic structures as basement walls leads to a more smooth curve of

bending moments in the raft.

Key words. Pile foundation, panel houses, joints between prefabricated reinforced concrete elements, numerical modeling.

Особливості вимірювання деформацій несучих конструкцій будівель при їх польових та лабораторних випробуваннях при дії статичних та динамічних навантаженнях

Василь Підлуцький¹

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

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.113-122

Анотація. Розглянуто особливості вимірювання деформацій несучих конструкцій будівель при їх польових та лабораторних випробуваннях з використанням датчиків на основі тензорезисторів. Наведено огляд різних проблемних питань, які виникають в процесі проведення експериментальних випробувань та впливають на результати вимірювання. Найбільш поширені, які впливають на точність вимірювань, - це вплив температури, вологості, вібрації; складність калібрування та монтажу тензодатчиків на різних поверхнях елементів; складність обробки даних вимірювань; поєднання якісної роботи тензодатчиків, провідників-кабелів, вимірювальної апаратури, системи збору та обробки даних; вибір схеми з'єднання тензорезисторів у міст Уїтстона.

Розглянуто особливості організації експерименту по випробуванню несучих конструкцій будівлі, а саме пальових фундаментів, наведено основні проблемні питання при використанні тензодатчиків в якості вимірювачів деформації елементів будівлі.

Використання тензодатчиків для вимірювання деформацій несучих конструкцій будівель є одним з поширених методів, який має багато переваг, які детально розглянуто в роботі. За допомогою тензорезисторів можна вимірювати деформації елементів, які механічно зв'язані з ними. Вони мають високу точність до вимірювань, чутливість до деформації елементів, широкий змінний діапазон вимірювань.

Висвітлено переваги використання саме моста Уїтстона для вимірювання зміни електричного опору, так як даний спосіб дозволяє вимірювати дуже малі величини зміни опору. Розглянуто способи підключення тензорезисторів за



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

схемою Уїтстона, вибір яких залежить від мети дослідження та необхідної точності. Одним з найпростіших способів є підключення лише одного тензорезистора до джерела струму або напруги і вимірювання зміни опору. Але цей спосіб має низьку чутливість і не компенсує вплив температури. Більш точний спосіб - це підключення двох або чотирьох тензорезисторів у мостову схему Уїтстона, яка дозволяє вимірювати зміну напруги на діагоналі моста. Мостова схема має високу чутливість і може компенсувати вплив температури, якщо тензорезистори мають однаковий коефіцієнт температурної залежності опору.

Розроблено алгоритм вимірювання деформацій металеві труби, яка працює на стиск, за допомогою тензодатчиків.

Ключові слова. Тензодатчики, вимірювання, головні напруження, деформації, пальові фундаменти, несучі конструкції, міст Уїтстона.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При вимірюванні деформацій несучих конструкцій будівель при їх польових або лабораторних випробуваннях з використанням датчиків на основі тензорезисторів виникає ряд питань з організації даного експерименту.

Тензодатчики є одним з найбільш поширених інструментів для вимірювання деформацій несучих конструкцій. Однак, використання тензодатчиків може мати деякі проблеми. Найбільш поширені з них це вплив температури, вологості, вібрації на точність вимірювань; вплив тензодатчиків на розподіл напруження і деформацій у конструкції; складність калібрування та монтажу тензодатчиків на різних поверхнях [3].

При плануванні експерименту необхідно підібрати обладнання та сполучити його між собою, тобто поєднати роботу тензодатчиків, провідників-кабелів, під'єднати їх до вимірювальної апаратури, розробити схему передачі даних з тензодатчиків до приладу фіксування і обробки даних, вибрати схему з'єднання тензорезисторів у міст Уїтстона.

Необхідність використання моста Уїтстона при вимірюванні тензодатчиками виникає тому, що міст Уїтстона забезпечує точне вимірювання зміни значень електричного опору. Так як вимірювання його напруги омметром може бути менш точним, а в більшості випадків взагалі не можливим через дуже малі значення зміни сигналу (опору). Тому виникає необхідність у плануванні схеми підключення тензорезисторів у міст Уїтстона. Ця схема складається з чотирьох опорів, які утворюють мостоподібну конструкцію (Рис.6,а). Щоб досягти балансу моста, опір однієї гілки моста повинен бути регульований до тих пір, поки потенціали точок протилежних вузлів «1» і «4» не стануть рівними.

Також важливим етапом перед проведенням досліджень – це проведення тестування зібраної вимірювальної системи на спеціальному стенді.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На сьогоднішній час є багато наукових досліджень, які показують проблематику вимірювання деформацій конструкцій і напружень в них за допомогою тензодатчиків. Наприклад, в роботі [2] автори розробили принципи побудови, проектування та математичного моделювання вимірювальних засобів напружено-деформованого стану за

допомогою тензодатчиків. Вони використали методи оптимізації для покращення характеристик тензодатчиків, таких як чутливість, лінійність, точність тощо. На прикладах реальних конструкцій, таких як металева балка, бетонна плита і склопластиковий циліндр, автори провели експериментальну перевірку розроблених вимірювальних засобів.

В роботі [3] автор розробив методи та засоби вимірювання напружень та деформацій складних конструкцій за допомогою приладової системи, що складається з тензодатчиків, аналогових і цифрових пристроїв, комп'ютера та програмного забезпечення. В результаті досліджень було вдосконалено математичну модель процесу дистанційного вимірювання параметрів напружено-деформованого стану складних технічних конструкцій, враховуючи вплив розташування тензодатчиків, їх характеристик, помилок вимірювання, тощо.

Автори у праці [4] описують принцип роботи тензодатчиків, їх типи, характеристики та методи калібрування. Також наводяться приклади застосування тензодатчиків для визначення напружень і деформацій у різних елементах конструкцій. Однією з проблем, яка виділяється у роботі, є вплив температури на роботу тензодатчиків, який може спричинити помилки у вимірюваннях. Для усунення цього впливу необхідно проводити температурну компенсацію або використовувати спеціальні тензодатчики з низькою температурною залежністю. Температурна компенсація - це процес корекції вимірювань тензодатчиків, що виникає внаслідок зміни температури за рахунок лінійного розширення матеріалу конструкції, а, відповідно, і до виникнення додаткових значень зміни опору.

Використання тензодатчиків знайшло широке відображення в будівництві при дослідженні деформацій несучих конструкцій, як надземних, так і фундаментних. В роботі [5] автори наводять результати натурних польових досліджень осідання паль, які розташовані одиночно та в кущі на реальному будівельному майданчику. Для визначення деформацій паль було встановлено

тензодатчики по довжині палі з кроком 1,0-1,2 м (див. Рис.1).

Також необхідно враховувати багато інших питань при організації експерименту по отриманні коректних даних з деформації несучих конструкцій будівель. Багато таких питань описані в сучасній літературі [1- 4].

МЕТА РОБОТИ

Метою цього дослідження є аналіз особливостей вимірювання деформацій несучих конструкцій будівель при їх польових та лабораторних випробуваннях при застосуванні тензодатчиків. Розглянути особливості організації експерименту по випробуванню несучих конструкцій будівлі, а саме польових фундаментів, навести основні проблемні питання при використанні тензодатчиків та їх схеми підключення.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Важливим елементом для проведення вимірювання деформацій несучих конструкцій будівель при їх польових та лабораторних випробуваннях є не тільки сам процес його проведення. Вирішальну роль в отриманні достовірних даних відіграє організація та підготовка експерименту. Також важливим моментом є проведення тестування зібраної схеми на отримання коректних результатів дослідження. Тут виникає необхідність у якісному виконанні з'єднань всіх елементів. Важливим етапом є вибір схеми роботи тензодатчиків, яка залежить від обраного обладнання.

При проведенні замірів деформацій конструкцій використання тензодатчиків є поширеним серед науковців. Існують різні методи вимірювання напруження і деформації несучих елементів, які базуються на різних принципах і використовують різні прилади. Прикладом можуть бути наступні методи [1]:

- динамометрія – фіксування сил, які діють на конструкцію під зовнішнім навантаженням. Застосовують динамометри, тягоміри, кранові ваги та ін.

- розтягування - фіксування зміни

довжини або площі перерізу конструктивного елементу під дією сили, яка розтягує конструкцію. Застосовують мікрометри механічні або електронні, екстензометри, спеціальні стенди та ін.

- тензометрія - фіксування зміни електричного опору провідників або напівпровідників під дією деформації. Для цього використовують тензодатчики, тензометри, тензометричні мостики та ін.

- оптичні вимірювання - фіксування зміни положення поверхні конструкції або її кута за допомогою оптичних приладів. Застосовують теодоліти, нівеліри, лазерні дальноміри та інші спеціалізовані прилади та сканери.

а)



б)



Рис.1. Експериментальний майданчик для випробування групи палей «Pile test-2019»: а) загальний вид майданчика; б) встановлення тензодатчиків та датчиків переміщення на дослідні палі.

Fig.1. Experimental site for testing a group of piles "Pile test-2019": a) general view of the site; b) installation of strain gauges and displacement sensors on experimental piles.

- ультразвукове вимірювання – фіксування часу проходження хвиль ультразвукових через тіло матеріалу конструкції, який залежить від її деформації. Застосовують ультразвукові дефектоскопи, перетворювачі та ін.

- акустичні вимірювання - фіксування зміни швидкості поширення хвиль акустичних у тілі конструкції, яка залежить від його деформації. Застосовують акустичні дефектоскопи, емітери, приймачі та ін.

- фотоеластичність - фіксування зміни поляризації світла, яке проходить через прозору конструкцію при дії деформації. Застосовують фотоеластичні моделі, полярископи, фотокамери та ін.

Використання тензорезисторів для вимірювання деформацій несучих конструкцій будівель є одним з методів, який має свої переваги та недоліки. Тензорезистори - це практично звичайні резистори, електричний опір яких змінюється в залежності від їх деформації. Для того, щоб виміряти деформації елементів за допомогою тензорезисторів, необхідно їх надійно механічно зв'язати з поверхнею елемента.

Зібрану систему вимірювання з тензорезисторами необхідно калібрувати перед використанням для тестування значень, які будуть отримані в процесі випробувань. В межах даного дослідження для калібрування тензорезисторів було використано спеціальний стенд. На даному стенді створено тестові зразкові відносні деформації і оброблено результати за допомогою системи збору та обробки даних ESAM TRAVELLER Static та спеціальної комп'ютерної програми (Рис.2). Тестування необхідне для перевірки стану і правильності роботи зібраної системи вимірювання деформацій конструкцій, так як тензодатчики є найбільш вразливим компонентом вимірювальної системи, на які впливають різні фактори, про які описано вище.

В залежності від того, які параметри необхідно фіксувати в ході проведення експерименту існує багато різних датчиків, які працюють з використанням тензорезисторів. Деякі з них представлено на Рис. 3, які використовуються в експерименті по

a)



б)

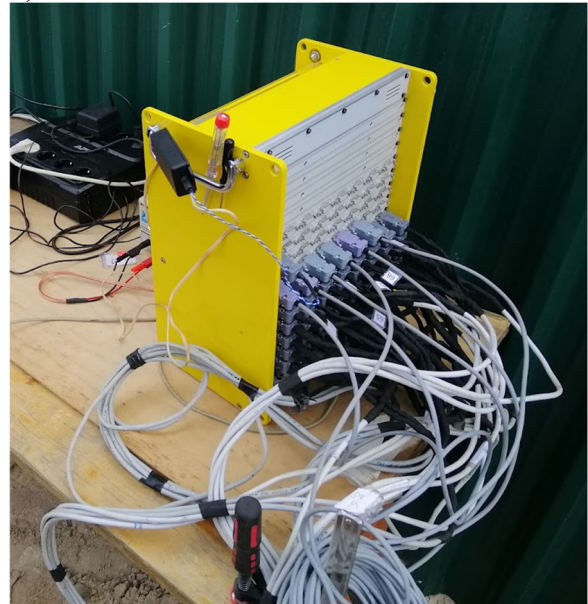


Рис.2. Калібрування тензорезисторів: а) тестовий стенд; б) система збору та обробки даних ESAM TRAVELLER Static.

Fig.2. Calibration of tensor resistors: a) test stand; b) data collection and processing system - ESAM TRAVELLER Static.

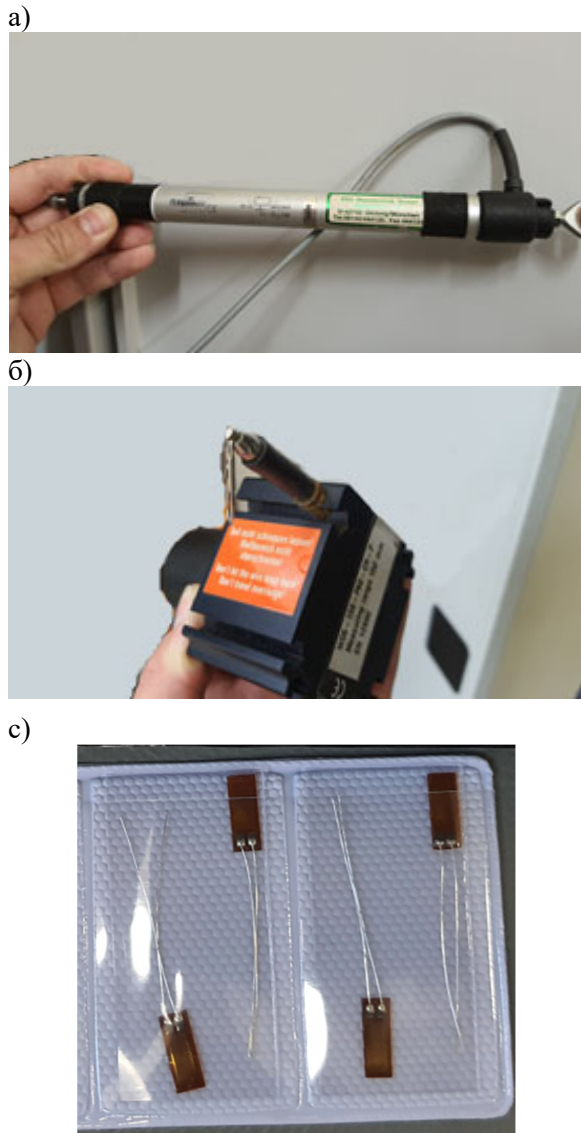


Рис.3. Види датчиків, що використовуються при випробуванні металевих паль: а) датчик переміщення; б) датчик переміщення; в) тензодатчик.

Fig.3. Types of sensors used in testing metal piles: a) displacement sensor; b) displacement sensor; c) strain gauge.

вимірюванню деформації сталевих паль. Для фіксування переміщення паль по вертикалі було використано датчик переміщення, які встановлювали на кожен палець по 2-3 шт. Для фіксування деформацій паль по глибині (довжині металевого стовбура) було встановлено по парно з обох боків по два тензодатчики з кроком 1,0-1,2 м (по довжині палі приєднано тензодатчики у 5-ти рівнях).

Перед проведенням експерименту необхідно ретельно спланувати сам процес

виконання експерименту та провести перевірку всіх етапів. До таких етапів відносять: підготовка приладу для збору даних та обробки інформації спеціалізованою програмою, яка встановлюється на персональному комп'ютері, що включає в себе застосування тензодатчиків з необхідними параметрами, використання якісних кабелів; виконання підключення всієї системи та контроль підключення роз'ємів тензодатчиків з перевіркою якості контактів та припайка необхідних з'єднань, також відпрацювання за допомогою спеціалізованої програми процесу вимірювання з використанням різної напруги для досягнення максимального результату від проведення досліджень з тестуванням працездатності всієї системи підключення тензодатчиків і отримання показників. На Рис.4 та на Рис.5 наведено окремі компоненти процесу підготовки до проведення досліджень.

Важливим моментом є врахування втрат сигналу при проведенні вимірювань. Одним з таких є врахування впливів на кабелі при підключенні тензодатчиків, які можуть бути спричинені різними факторами, такими як:

- Опір кабелю - залежить від довжини, перерізу і матеріалу кабелю. Чим більший опір кабелю, тим більше втрат енергії при проходженні струму.

- Затухання сигналу - зменшення амплітуди сигналу, що передається по кабелю, внаслідок впливу зовнішнього середовища, нелінійностей кабелю, перехресних зв'язків тощо.

Для зменшення втрат на кабелі при підключенні тензодатчиків слід вибирати кабель з маленьким опором і високою якістю передавання сигналу, скоротити довжину кабелю до необхідного максимуму. Використовувати однакову довжину кабелів, до яких приєднані тензодатчики.

Підключення тензорезисторів до електричної схеми може бути різними способами. Це залежить від мети дослідження та необхідної точності. Одним з найпростіших способів є підключення лише одного тензорезистора і вимірювання зміни опорів. Але цей спосіб має низьку чутливість і не компенсує вплив температури.

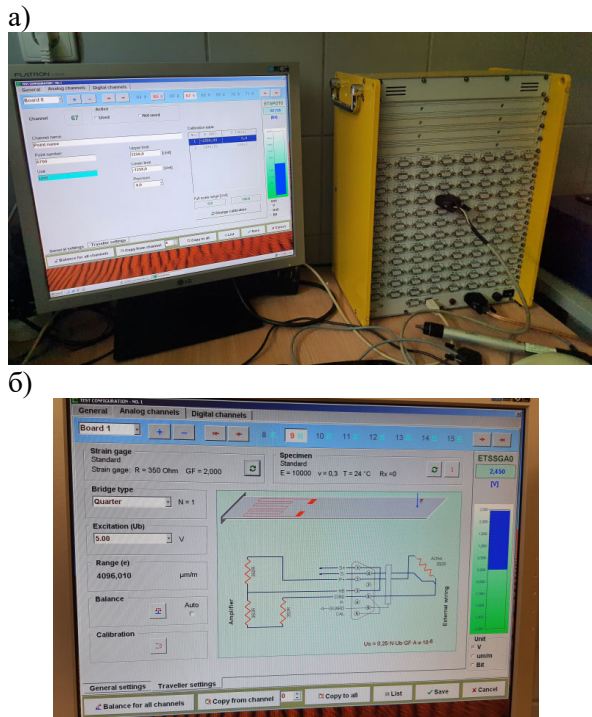


Рис.4. Експериментальні вимірювання: а) планування експерименту за допомогою системи збору даних та обробка інформації спеціалізованою програмою; б) діалогове вікно спеціалізованої програми в процесі тестування системи, планування системи підключення тензодатчиків.

Fig.4. Experimental measurements: а) experiment planning using a data collection system and information processing with a specialized program; б) a dialog window of a specialized program in the process of testing the system, planning the connection system of strain gauges.

Для збільшення точності вимірювання бажано підключати два або чотири тензорезистори у мостову схему Уїтстона, яка дозволяє вимірювати зміну напруги на діагоналі моста. Мостова схема має високу чутливість і може компенсувати вплив температури, якщо тензорезистори мають однаковий коефіцієнт температурної залежності опору. Мостова схема може бути симетричною або асиметричною, залежно від кількості та розташування тензорезисторів. Підключення тензорезисторів у мостову схему є одним з найпоширеніших і найточніших методів вимірювання деформацій.

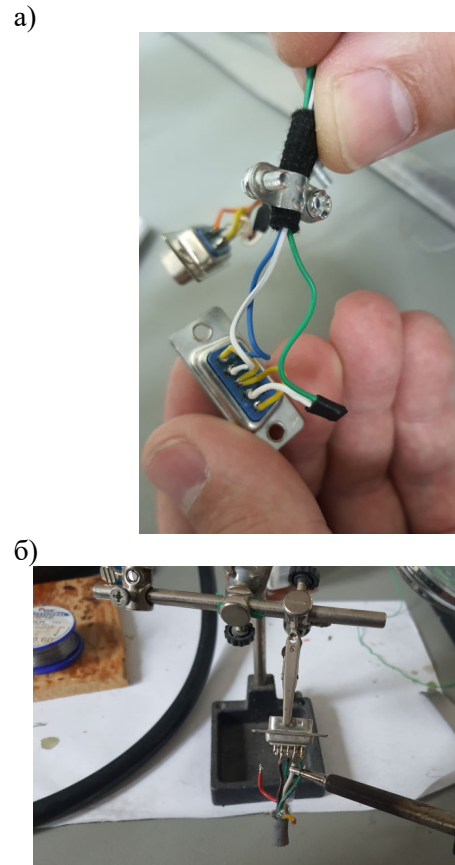


Рис.5. Підготовка до експериментальних вимірювань: а) контроль підключення роз'ємів тензодатчика; б) перевірка якості контактів та припайка необхідних з'єднань.

Fig.5. Preparation for experimental measurements: а) control of the connection of strain gauge connectors; б) checking the quality of contacts and soldering the necessary connections.

Цей метод має свої переваги, такі як висока чутливість, температурна компенсація, можливість вимірювання різних типів деформацій (поздовжніх, поперечних, кутових тощо), а також недоліки, такі як складність підключення, необхідність калібрування тощо. В залежності від задач вимірювання в точці вимірювання використовується один або кілька тензодатчиків. Використовують спосіб підключення як «повний міст», «напівміст» або «четверть мосту» для позначення такого розташування (Рис.6). Хоча міст Уїтстона, який використовується для вимірювання, завжди повний і повністю або частково утворений тензодатчиками та зразком (Рис.6а). Потім його доповнюють

постійні резистори, які вбудовані в прилади. Для розрахунку опорів тензорезисторів у мості Уїтстона існує багато літератури та онлайн-калькуляторів, за допомогою, яких це просто розраховується в залежності від прийнятої схеми підключення тензорезисторів у мості Уїтстона.

Мостову схему Уїтстона згідно [6,7] пояснюють наступним чином: мостова схема утворюється опорами $R_1 - R_4$, які створюють чотири плеча або гілки. Точки 2 і 3 моста Уїтстона відповідають за приєднання напруги збудження V_s . В точках 1 і 4 вимірюють сигнал вихідної напруги моста V_0 . Напруга живлення моста V_s , яка прикладена до точок 2 і 3, розподіляється на дві половини моста $R_1 - R_2$ і $R_4 - R_3$ як відношення відповідних опорів моста, тобто кожна половина моста утворює дільник напруги.

Відомим фактом є те, що необхідно досягати збалансування мосту [6,7]. Так можна виміряти зміну опору в гілках. Якщо міст розбалансований через різницю напруг від опорів на $R_1 - R_2$ і $R_4 - R_3$, то це можна розрахувати за формулою (1):

$$V_0 = V_s \left(\frac{R_1}{R_1 + R_2} - \frac{R_4}{R_3 + R_4} \right) \quad (1)$$

У випадку, якщо міст збалансований і відповідні опори пропорційні (2), то вихідна напруга V_0 дорівнює нулю:

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_4}{R_3} \quad (2)$$

При виникненні деформації опір тензодатчика змінюється і цю величину позначають ΔR . Це виражено у рівнянні (3):

$$V_0 = V_s \left(\frac{R_1 + \Delta R_1}{R_1 + \Delta R_1 + R_2 + \Delta R_2} - \frac{R_4 + \Delta R_4}{R_3 + \Delta R_3 + R_4 + \Delta R_4} \right) \quad (3)$$

Для того, щоб виміряти деформацію

конструкції, необхідно щоб опори R_1 і R_2 були рівними в мосту Уїтстона. Це також необхідно і для опорів R_3 і R_4 , тобто по обох гілках опори мають бути рівними.

В роботі [6] автором Карлом Хофманом наведено детальні викладки по деяким припущенням і спрощенням у виразі (3) для отримання наступного рівняння (4):

$$\frac{V_0}{V_s} = \frac{1}{4} \left(\frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right) \quad (4)$$

На останньому етапі розрахунку термін $\Delta R/R$ автор у [6] замінює наступним:

$$\frac{\Delta R}{R} = k \cdot \varepsilon \quad (5)$$

де k - коефіцієнт k тензодатчика, ε - деформація. Це дає наступне (6):

$$\frac{V_0}{V_s} = \frac{k}{4} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (6)$$

В результаті проведеного аналізу літературних джерел та наукових досліджень по організації випробування несучих конструкцій будинку, а саме пальових фундаментів з металевих паль було розроблено алгоритм вимірювання деформацій металевій труби, яка працює на стиск, за допомогою тензодатчиків:

- вибір тензодатчиків, які підходять для вимірювання поздовжніх деформацій металевій труби. Необхідно врахувати фактори, такі як діапазон деформацій, чутливість, температурна стабільність, розмір, спосіб кріплення тощо.

- підключити тензодатчики до мостової схеми, яка має забезпечити високу точність вимірювання зміни напруги на діагоналі моста. Для цього можна використати симетричну мостову схему з двома тензодатчиками на одному боці моста і двома резисторами на іншому боці. Забезпечити однаковий коефіцієнт температурної залежності опорів для всіх елементів моста.

- прикріпити тензодатчики до металевій труби, яка працює на стиск, за допомогою спеціального клею. Розташувати тензодатчики так, щоб вони були паралельні осі

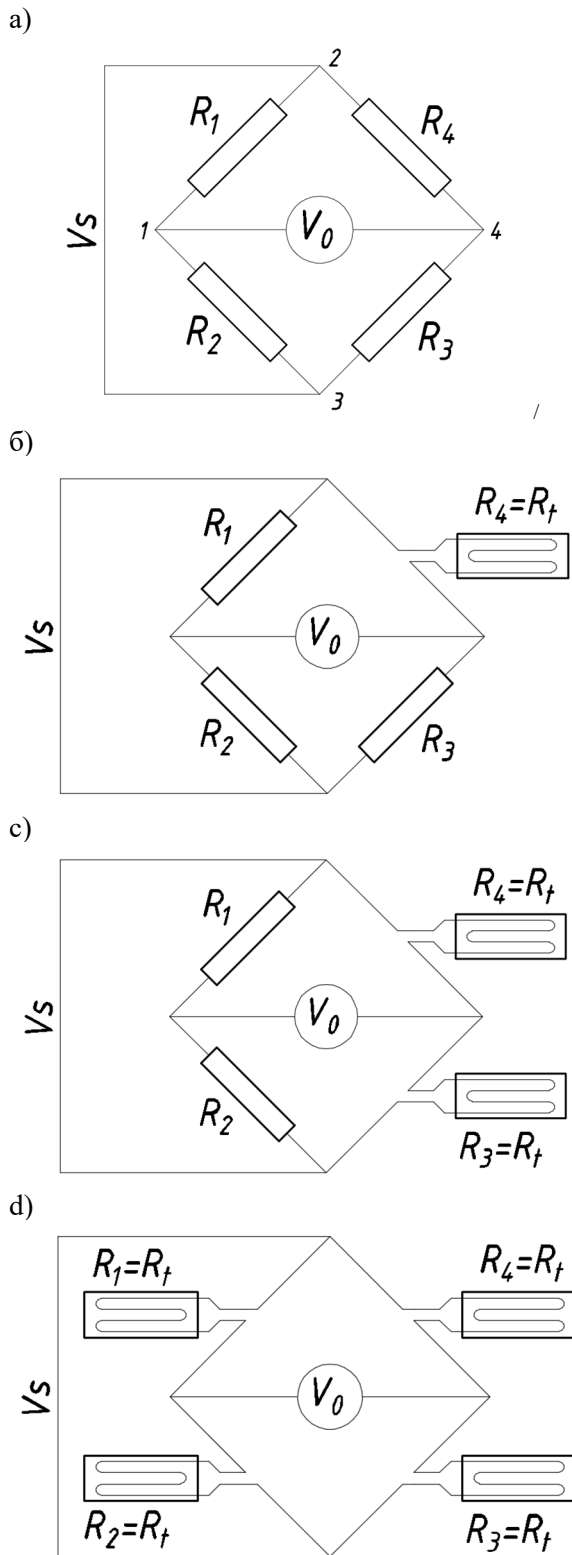


Рис.6. Підключення тензодатчиків за схемою Уїтстона: а) загальний вигляд; б) четверть мосту; в) напівміст; г) повний міст.

Fig.6. Connection of strain gauges according to the Wheatstone scheme: a) general view; b) a quarter bridge; c) half bridge; d) full bridge.

труби і розміщені на протилежних сторонах труби. Забезпечити надійний контакт тензодатчиків з поверхнею труби і захист від зовнішніх впливів.

- провести випробування металевої труби на стиск за допомогою спеціального пресу, який створює задану силу стиску. Вимірювати зміну напруги на діагоналі моста за допомогою вольтметра або осцилографу. За допомогою коефіцієнта перетворення моста обчислити вимірювану деформацію труби. Порівняти отримані результати з теоретичними або експериментальними даними інших методів вимірювання деформацій.

- оцінити точність і надійність методу вимірювання деформацій за допомогою тензодатчиків. Врахувати можливі похибки, такі як нелінійність тензодатчиків, дрейф напруги, вплив температури, електромагнітних полів, механічних напружень тощо.

- зробити висновки щодо результатів вимірювання, а також навести переваги і недоліки методу вимірювання деформацій за допомогою тензодатчиків.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Вивчення питання щодо організації вимірювання деформацій несучих конструкцій будівель за допомогою тензодатчиків дозволило зробити наступні висновки:

Організація експерименту по вимірюванню деформації несучих конструкцій будівель потребує особливої уваги до його підготовки. Належну увагу слід приділяти до приладів та деталей, за допомогою яких виконується збір даних та їх обробка.

Показано, що використання тензорезисторів в якості датчиків вимірювання деформацій несучих конструкцій вимагає їх чіткої і запланованої орієнтації по відношенню до напрямку дії сил; вибір якісних матеріалів для з'єднання несучої конструкції та тензодатчиків; виконання якісного припаювання провідників до тензодатчиків; вибір схеми підключення тензодатчиків до основної системи, яка використовується в разі з приладом, за допомогою якого відбувається збір та обробка даних та ін.

Встановлено, що використання

тензорезисторів, які враховують температурну похибку дозволяє отримати більш достовірні дані.

Обґрунтовано, що тензометрія є ефективним і точним методом визначення зміни електричного опору при деформації тензодатчиків, що дозволяє оцінити напружено-деформований стан несучих конструкцій.

Для подальшої роботи заплановано проводити подальшу оптимізацію параметрів тензодатчиків та кабелів для зменшення втрат при підключенні тензодатчиків. Також заплановано розширити спектр типів навантажень, під якими працюють несучі конструкції будинків, та порівняти результати тензометрії з іншими методами вимірювання деформацій.

Автор висловлює подяку керівництву Інституту будівництва Університету Зеленогурського за надання можливості проводити наукові дослідження на базі сучасного програмного забезпечення та лабораторного обладнання. Також автор дякує колегам з лабораторії за надання необхідного обладнання та консультацій.

ЛІТЕРАТУРА

1. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд: ДСТУ Б В.3.1-2:2016. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 68 с.
2. Кузьмич Л.В. Оптимізація вимірювальних засобів напружено-деформованого стану за допомогою тензодатчиків / Л.В. Кузьмич, Д.П. Орнатський, В.П. Квасніков // *Науково-технічний журнал «Авіаційно-космічна техніка і технологія»*. – Харків: ХАІ, 2019. – Вип. 3(155). – С.50-56. doi: 10.32620/aktt.2019.3.06.
3. Кузьмич Л.В. Методи та засоби вимірювання напружень та деформацій складних конструкцій приладовою системою: дис. ... д-ра техн. наук: 05.11.01 / Кузьмич Людмила Володимирівна. – К.: КПІ, 2019. – 335с.
4. Долгов М.А., Пискунов С.О. Міцність та руйнування елементів конструкцій. Частина 1. Фізичні основи міцності та використання тензометрії для визначення напруженого стану елементів конструкцій: Навч. посіб. – Київ: НТУУ «КПІ імені Ігоря Сікорського», 2022. – 44 с.

5. Sakharov V. In situ Pile tests – 2019 project. Methodology and results / V. Sakharov, W.Szajna, I.Boyko // *Proceedings of the Third International Conference «Challenges in geotechnical engineering» and of the Project «PILE TESTS – 2019»*. – Zielona Góra, 2019. – С.49-50.
6. Hoffmann K. An Introduction to Measurements using Strain Gages. – Publisher: Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt, 1989 – 258с.
7. Інтернет-ресурс: <https://www.hbm.com/fr/7163/wheatstone-bridge-circuit/>

REFERENCES

1. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд: DSTU B V.3.1-2:2016 [Repair and strengthening of load-bearing and enclosing building structures and foundations of buildings and structures]. (2017). Kyiv: DP «UkrNDNTs», 68 (in Ukrainian).
2. Kuzmych, L.V., Ornatskyi, D.P., Kvasnikov, V.P. (2019). Optymizatsiia vymiriuvalnykh zasobiv napruzhenno-deformovanoho stanu za dopomohoiu tenzodatchyiv [Optimization of the instruments of the measurement of a stressed-deformed state by tensors]. *Naukovo-tekhnichnyi zhurnal «Aviatsiino-kosmichna tekhnika i tekhnolohiia»*, Kharkiv: KhAI, 3(155), 50-56. (in Ukrainian). DOI: 10.32620/aktt.2019.3.06.
3. Kuzmych, L.V. (2019). Metody ta zasoby vymiriuvannia napruzhen ta deformatsii skladnykh konstruksii prykladovoiu systemoiu [Methods and tools of measuring stresses and deformations of complex structures by instrument system]. *Dys. doktora tekhn. nauk: 05.11.01*. Kyiv: KPI, 335 (in Ukrainian).
4. Dolhov, M.A., Pyskunov, S.O. (2022). Mitsnist ta ruinvannia elementiv konstruksii. Chastyna 1. Fizychni osnovy mitsnosti ta vykorystannia tenzometrii dlia vyznachennia napruzhenoho stanu elementiv konstruksii [Strength and destruction of structural elements. Part 1. Physical foundations of strength and the use of tensometry to determine the stress state of structural elements]. *Navch. posib*. Kyiv: NTUU «KPI imeni Ihoria Sikorskoho», 44. (in Ukrainian).
5. Sakharov, V, Szajna, W, Boyko, I. (2019). In situ Pile tests – 2019 project. Methodology and

results. *Proceedings of the Third International Conference «Challenges in geotechnical engineering» and of the Project «PILE TESTS – 2019»*. Zielona Góra, 49-50.

6. Hoffmann, K. (1989). An Introduction to Measurements using Strain Gages. *Publisher: Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt*, 258p.
7. Internet resource:
<https://www.hbm.com/fr/7163/wheatstone-bridge-circuit/>

Features of measuring deformations of load-bearing structures of buildings during their field and laboratory tests under the action of static and dynamic loads

Vasyl Pidlutskyi

Summary. The peculiarities of measuring the deformations of load-bearing structures of buildings during their field and laboratory tests using strain gauge-based sensors are considered. An overview of various problematic issues that arise in the process of conducting experimental tests and affect the measurement results is given. The most common, which affect the accuracy of measurements, are the effects of temperature, humidity, and vibration; the difficulty of calibrating and mounting strain gauges on different surfaces of elements; complexity of measurement data processing; combination of high-quality work of strain gauges, cable conductors, measuring equipment, data collection and processing system; the selection of the connection scheme of tensor resistors in the Wheatstone bridge.

The peculiarities of the organization of the experiment for testing the load-bearing structures of the building, namely pile foundations, are considered, and the main problematic issues when using strain gauges as strain gauges of building elements are given.

The use of strain gauges to measure deformations of load-bearing structures of buildings is one of the common methods, which has many advantages, which are discussed in detail in the work. Strain gauges can be used to measure deformations of elements that are mechanically connected to them. They have high measurement accuracy, sensitivity to element deformation, and a wide variable measurement range.

The advantages of using the Wheatstone bridge to measure the change in electrical resistance are highlighted, as this method allows measuring very

small values of the change in resistance. Methods of connecting tensor resistors according to the Wheatstone scheme are considered, the choice of which depends on the purpose of the study and the required accuracy. One of the easiest ways is to connect just one strain gauge to a current or voltage source and measure the change in resistance. But this method has low sensitivity and does not compensate for the effect of temperature. A more accurate way is to connect two or four tensor resistors in the Wheatstone bridge circuit, which allows you to measure the voltage change on the diagonal of the bridge. The bridge circuit has a high sensitivity and can compensate for the effect of temperature if the tensor resistors have the same coefficient of temperature dependence of the resistance.

An algorithm for measuring the deformations of a metal pipe working under compression using strain gauges has been developed.

Key words. Strain gauges, measurements, principal stresses, deformations, pile foundations, load-bearing structures, Wheatstone bridge.

Активізація техногенних процесів при різкій зміні рівня водою та ґрунтових вод внаслідок техногенних катастроф гідротехнічних споруд

Андрій Ращенко¹, Тетяна Диптан², Артур Маламан³

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹raschenko.am@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-2948-3232
²dyptan.tv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0003-2852-014X
³armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

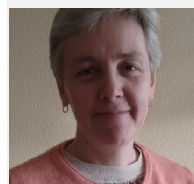
DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.123-132

Анотація. На території України налічується більше 1100 водосховищ, які утримують близько 55.13 км³ води для виробництва електроенергії, забезпечення водою населення України, судноплавства та рибного господарства: 43.71 км³ Дніпровський каскад водосховищ (у т.ч. 18.2 км³ Каховське водосховище); 3 км³ Дністрівське; 8.42 км³ - ін.

Проте, паралельно з гідробудівництвом та експлуатацією водосховищ постають проблеми збереження екологічної рівноваги у природі, а також комплексного використання заново утворених водних об'єктів і територій, що межують з ними та потрапляють під їх вплив. Каховське водосховище є другим за величиною в Україні. Внаслідок військової агресії росії на території Херсонщини відбувся підриг гідротехнічної споруди – Каховської ГЕС. Результатом таких злочинних дій є руйнування дамби, від розмірів руйнації якої залежить обсяг і швидкість переміщення води від верхнього б'єфу в нижній та параметри хвилі прориву – головного фактору ураження при гідродинамічній аварії. Руйнівна дія хвилі прориву призвела до швидкої реакції геологічного середовища: зміни гідрогеологічного режиму навколишньої території; зміни напружено-деформованого стану, який склався в умовах стабілізованого стану існуючої забудови; активізації інженерно-геологічних процесів – зсувів, підтоплення, прояву просідаючих властивостей лесових ґрунтів та ін. За даними Державної служби геології та надр України [1] ще до таких катастрофічних подій, підтоплення районів території України сягало площі 88,82 тис.км², площа зсувів становила 2148,17 км². Усунення негативних наслід-



Андрій Ращенко
ст. викладач кафедри
геотехніки



Тетяна Диптан
ст. викладач кафедри
геотехніки



Артур Маламан
аспірант кафедри
геотехніки.

ків активізації інженерно-геологічних процесів та передбачення їх подальшого розвитку значною мірою залежать від своєчасного виявлення небезпеки, оцінки та прогнозування ступеня геологічного ризику.

В статті приділено увагу аналізу інженерно-геологічних процесів до початку техногенної катастрофи та охоплені періоди після, з прогнозними оцінками на подальше вирішення питання виходу із критичної ситуації, яка вимагає комплексного врахування. Можливість моделювання цієї ситуації та врахування особливостей поведінки ґрунтового середовища в таких надзвичайних умовах дасть можливість виконати такі інженерні заходи, які дозволять максимально ефективно нейтралізувати негатив-

ний вплив на оточуючу територію.

Ключові слова: техногенні процеси, техногенна катастрофа, зсуви, підтоплення, гідротехнічні споруди, моніторинг, оцінка стійкості схилів, числове моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Під час агресії російської федерації в ході бойових дій постійно відбуваються атаки ворога на об'єкти критичної інфраструктури, пошкодження та руйнування яких приводить до прямої загрози життю мирного населення, має значні техногенні ризики для подальшого проживання і значно впливає на екологічні складові довкілля. Одним з таких впливів, що має катастрофічні наслідки є підриг окупантами дамби Каховського водосховища.

У зв'язку з цим виникає гостра необхідність, окрім прямого негативного впливу внаслідок затоплення та підтоплення, надати оцінку і супутнім явищам, що виникли та будуть виникати у подальшому: зміну рівня ґрунтових вод, зміну стійкості територій та ін.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проблемою дослідження впливу різних техногенних процесів на міцнісні властивості ґрунтів та стійкість територій займалися багато дослідників, зокрема: К. Терцагі, М.М. Маслов, А.М. Дранніков, В.Ф. Краєв, В.Б. Швець, Е.Ю. Петренко, С.В. Біда та ін. У роботах цих авторів наводиться аналіз факторів, які впливають на міцність лесових порід, стійкість будинків та споруд в умовах зсувонебезпечних територій. Окремі такі проблеми публікували: моделювання напружено-деформованого стану основ з урахуванням зміни характеристик ґрунтового масиву та їх взаємодії з утримуючими конструкціями (гнучкими підпірними стінами) – І.П. Бойко, Л.О. Бондарева [2]; взаємодію підпірних стін з ґрунтовим середовищем – М.Л. Зоценко; методи оцінки стійкості зсувонебезпечних територій – В.С. Носенко [3] та С.В. Біда [4]; аналіз сучасних методів моніторингу за деформаціями інженерних споруд – К.Б. Смолій [5].

Ці та інші напрацювання дають можливість провести моделювання та врахувати особливості параметрів для прогнозних оцінок, які з'являються в екстремальних, швидких умовах.

МЕТА РОБОТИ

Виконати аналіз техногенних процесів, що можуть активізуватися (або вже відбуваються) при різкій зміні рівня водою та ґрунтових вод внаслідок техногенних катастроф, дати прогнозну оцінку розвитку цих процесів.

ЗАДАЧІ

Тут розглянемо розвиток техногенних процесів в такі часові періоди¹:

- а) період до 24.02.2022 р.;
- б) період з 24.02.2022 р. до 06.06.2023 р.;
- в) період активного затоплення: 6-8 червня 2023 р.;
- г) період спадання води 8-25 червня 2023 р. (прогноз);
- д) період після спадання води: після 25 червня 2023 р. (прогноз).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Період до 24 лютого 2022 р. характеризувався сталим розвитком екзогенних процесів по всій території України. Серед них найбільш характерними були:

1) техногенне підтоплення ґрунтовими водами, що найбільш активно відбувалось в межах міської забудови: нове будівництво багатоповерхового елітного житла приурочується або до центральної частини міст, або до схилів (для досягнення ефекту так званого "красивого краєвиду"), тобто ведеться на територіях із складними інженерно-геологічними умовами (див. рис. 1.). Такі будинки зводяться на пальових фундаментах, що приводить до порушення природного потоку підземних вод та створення «баражного» ефекту. Як наслідок, на

¹ Основна частина матеріалу статті підготовлена в період 10.06...14.06.2023 р. – в період затоплення.

забудованих територіях та ділянках, прилеглих до схилу, відбувається поступовий підйом рівня підземних вод.



Рис.1. Забудова міських схилів (м. Київ, схил між вулицями Кучмин Яр та Локомотивна).

Fig.1. Development of city slopes (Kyiv city, slope between Kuchmyn Yar and Lokomotivivna st.).

У таких випадках приплив підземних вод з підвищених ділянок до будівель, що розташовані нижче по схилу, має переважно однобічний характер. Тому з метою забезпечення стійкості бортів схилу влаштовують підпірні стінки різних конструкцій. Для запобігання прояву "баражного" ефекту тут необхідно влаштовувати дренаж, у т.ч. й пластовий. Останній можна розглядати як колектор, з якого дренажні води надходять у міську систему водовідведення.

При неврахуванні баражного ефекту стійкість територій різко знижується і відбуваються локальні зсувні явища.

При моделюванні впливу будівель (в умовах щільної забудови, зсувонебезпечної території) на гідрогеологічні умови необхідна гідрогеологічна схематизація на основі вихідної інформації щодо існуючих відміток рівня ґрунтових вод, відомостей про інженерно-геологічні умови з особливостями залягання, даними про природне інфільтраційне живлення, а також пошуком і виявленням розташування додаткових джерел техногенного замочування.

Маючи таку сукупність необхідної для моделювання інформації, можна перейти до обрання математичної моделі, та провести відповідні дослідження з отриманням прогностичних значень та можливістю обґрунтувати інженерний захист на майданчику.

Так, для прикладу, у Печерському районі м. Києва, в районі вул. Князів Острозьких, у середині ХХ-го століття ґрунтові води знаходились, залежно від рельєфу, на глибинах 15...17 м. За даними вишукувань НДЛ ОіФ СІГУ КНУБА, у 2012...2014 рр. рівень ґрунтових вод на тій же ділянці знаходився на глибинах 3...5 м. Тобто, за останні 50 років рівень ґрунтових вод піднявся на 12...14 м (див. рис. 2).

Таке підняття рівня води відбувалось поступово, де основним чинником, що поповнював живлення ґрунтових вод були техногенні втрати води з систем міського водопроводу та теплопостачання, а супутнім, однак не менш значущим – поверхнева інфільтрація атмосферних опадів через ділянки розриття внаслідок виконання земляних робіт (як при зведенні нових будівель, прокладанні інженерних мереж та комунікацій, так і через порушення в конструкціях доріг, мощення тощо), коли атмосферні опади вільно проникають в ґрунтову основу. Як наслідок, практично всі будинки, що зводились у кінці ХІХ...ХХ-го ст. у цій частині міста на Печерському лесовому плато, мають пошкодження у несучих конструкціях, що проявляються у вигляді характерних вертикальних та слабопохилих тріщин.

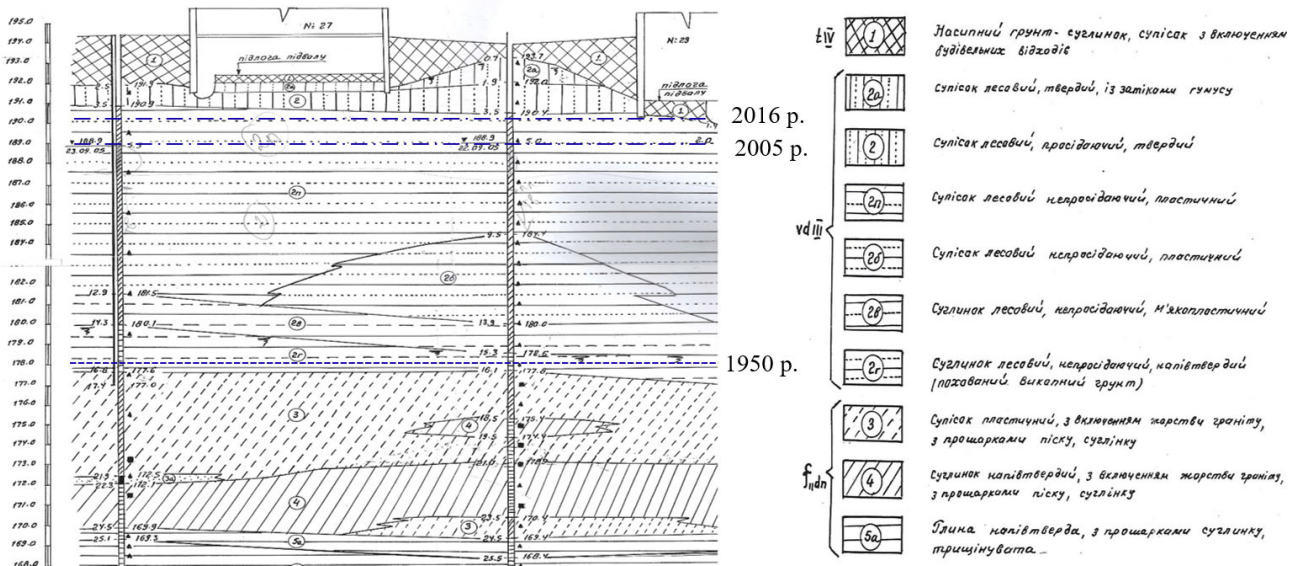


Рис.2. Техногенне підтоплення міських територій (м. Київ, вул. Князів Острозьких).
Fig.2. Man-made flooding of urban areas (Kyiv, Knyazum Ostrozkikh St.)

Вплив техногенних чинників складний та інтенсивний вздовж всього каскаду Дніпровських водосховищ: Правобережжя Канівського та Київського плато в своїй геологічній будові мають значний шар лесових ґрунтів, які особливо відчують вплив зміни гідрогеологічного режиму.

Довжина берегової лінії Дніпровських водосховищ 3 529 км. На ділянках, загальною довжиною 1 329 км, береги водосховищ незахищені, їх переробка відбувається постійно. З решти – 611 км берегу захищено інженерними спорудами, а 1 589 км є "нейтральними", де розвиток процесу мінімальний за рахунок пологості берегів. Максимальні швидкості переробки берегів каскаду Дніпровських водосховищ відмічались у перші 5...10 років їх існування, коли береги, складені пухкими породами, відступали спочатку на 50...100 м/рік, а згодом, середня швидкість не перевищувала 5 м/рік (при максимальній на окремих ділянках – 20...30 м/рік). Так, величина відступу брівки абразійно-обвального берегу в межах Кременчуцького водосховища за перші 25 років його експлуатації складала 68,5...129 м. Для Правобережжя Канівського водосховища розмив берегів абразійно-обвального типу за перші 15 років експлуатації склав 17.7...30.4 м. З часом темпи розмиву знизились: для Канівського водосхо-

вища за період 1990...1995 рр. він у середньому складав 0.64 м/рік, за 1995...2000 рр. – 0.31 м/рік, за 2000...2005 рр. – 0.21 м/рік.

За весь період експлуатації всіх водосховищ втрачено 6688,58 га прибережних земель. Середня швидкість переробки берегів складає 0,7 м/рік;

2) дослідження проявів зсувних процесів у межах міст Правобережжя Дніпра встановили, що здебільшого ці процеси пов'язані з освоєнням схилів (для досягнення ефекту "красивого краєвиду"), що приводить до збільшення тиску на ґрунтовий масив. Тому для забезпечення стійкості територій вздовж Правобережжя виконаний комплекс протизсувних заходів, серед яких – влаштування дренажних галерей, рядів підпірних стінок, організація рельєфу та поверхневого водовідведення та ін.

Період з 24 лютого 2022 р. по 06 червня 2023 р. характеризується відсутністю повноцінного моніторингу за розвитком небезпечних геологічних процесів у зоні бойових дій та на тимчасово окупованих територіях. У першу чергу це пов'язано з такими чинниками:

1) неможливість функціонування українських органів під час тимчасової окупації ворогом окремих територій;

2) активні бойові дії, що відбувались на тимчасово окупованих територіях:

3) постійні атаки ракетами та БПЛА;

4) руйнування та пошкодження засобів інженерного захисту територій під час організації оборони (у т.ч. м. Києва), під час окупації ворогом окремих районів та під час відступу ворога з тимчасово окупованих територій;

5) введення режиму військового стану – узгодження дозволів на відвідування та інспекцію інженерних захисних об'єктів у зв'язку з обмеженням доступу до них.

До цього необхідно додати, що багато інженерних об'єктів не обслуговуються належним чином. Тобто, розвиток екзогенних процесів не призупинився, а в деяких районах навіть прискорився.

Характерним прикладом агресивного прояву екзогенних процесів для періоду,

що розглядається, є підрив Демидівської греблі, розташованої в гирлі р. Ірпінь, в місці її впадання у р. Дніпро (в сучасних умовах – у Київське водосховище). В мирний час для запобігання підтоплення та затоплення територій у паводковий період, русло р. Ірпінь зарегульоване системою шлюзів, які підтримують рівень води у визначених позначках, не допускаючи перевищення сезонних коливань більше за 1.2...1.5 м.

Рівень води у водосховищі вищий за рівень дельти р. Ірпінь на 2...3 м. Тому й була влаштована захисна дамба із станцією перекачки води з р. Ірпінь у Київське водосховище. Руйнування дамби спричинило значний розлив води та підтоплення населених пунктів, розташованих вище за течією по долині річки (рис. 3).

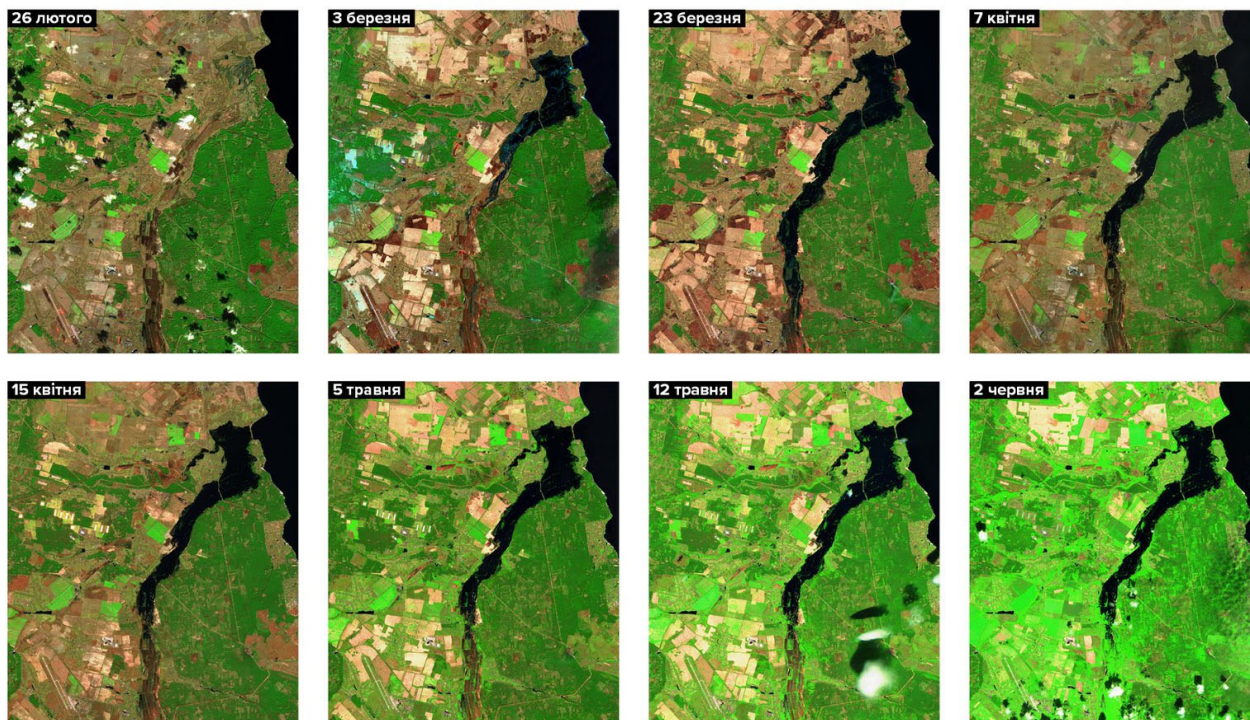


Рис.3. Розлив води в долині р. Ірпінь.
Fig.3. Water spillage in the valley of the Irpin river.

Після підриву греблі Каховської ГЕС, в період перших трьох днів (з 06 по 08 червня 2023 р.) відбувалось активне підвищення рівня води. Потік води, що утворився, привів до створення гідродинамічної сили – додаткового чинника, що посилював руйні-

вну та розмиваючу дію води. Швидка поява води привела до затоплення більше 80-ти населених пунктів, розташованих на Лівому та Правому (високому) березі Дніпра. Потрібно розуміти, що перепад висоти рівня води у Каховському водосховищі відно-

сно русла річки нижче дамби не перевищувало 13.5-14 м за звичайних умов та досягало 16 м перед підривом дамби (окупанти навмисне зменшували пропускну здатність гідрозаторів та шлюзових камер, що привело до збільшення рівня води у водосховищі до критично небезпечного рівня).

При проектуванні водосховища виконувались розрахунки та моделювання на можливі небезпечні ситуації. Проте, вони не передбачали умов руйнації самого тіла дамби та її основи, обмежуючись лише умовами небезпечних паводків. За найбільш несприятливих умов (руйнування тіла залізобетонної та нижчелажачої відсіпанної ґрунтової дамби), висота валу води при витокі могла б досягати 16 м – абсолютні позначки дамби по верхньому б'єфу на воді нижче за течією складають відповідно 16 м та 0 м. Після підриву дамби відбулось руйнування її верхньої та (можливе) часткове руйнування середньої залізобетонної частини. Саме тому висота валу води не перевищувала 4.5...5 м.

Процес такого затоплення неодмінно

приводить до різкого підйому рівня ґрунтових вод на ділянках, які мають прямий гідравлічний зв'язок з водами долини р. Дніпро. Це означає, що для надзаплавних терас самого Дніпра та його приток відбудеться:

1) замочування лесових просідаючих ґрунтів. За проявом явища просідання це один із найгірших варіантів замочування лесової товщі – відбувається "замочування знизу" – додаткова деформація просідання проявляється на всю висоту лесів. Тут найбільша небезпека криється саме в масовості такого явища – візуальної фіксації може бути недостатньо для виявлення протікання цього процесу (охоплює значну площу і суб'єктивно не можна надати візуального підтвердження такому явищу) – фіксується лише після геодезичних вимірів з порівнянням опорних висотних реперів стаціонарної геодезичної мережі у зоні, що потопила під затоплення (разом з прилеглою територією) і в зоні, що гарантовано не затоплювалась та знаходиться на деякій відстані від таких територій.

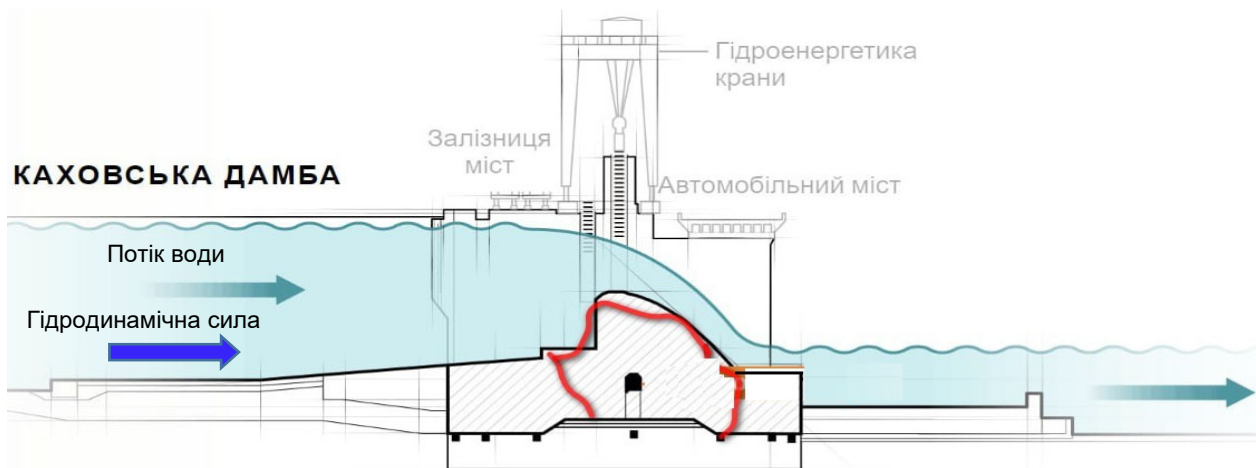


Рис.4. Гідродинамічна сила.

Fig.4. Hydrodynamic force.

До цього додається ще й "замочування зверху" – коли внаслідок просочування великої кількості води відбудеться пришвидшене замочування лесової товщі на ділянках затоплення. При цьому за рахунок особливостей будови замочування лесових

ґрунтів не буде рівномірним. При затопленні на лесові ґрунти буде діяти додаткове навантаження від стовпа води – кожен метр висоти води у статичних умовах буде створювати додатковий тиск близько $1 \text{ т} \cdot \text{с} / \text{см}^2$ або до 10 кПа. Це також буде приводити до

прояву нерівномірних деформацій ґрунтів;

2) Зміна базису ерозії:

2.1) загальний базис ерозії (по долині р. Дніпро) – приведе до початку зміни напружено-деформованого стану правобережної високої частини. З практичної позиції дослідження щодо стійкості схилів Правобережжя та Чорноморського узбережжя розпочались більше 150 років тому. За останні 20...30 років в межах високого правого берега вздовж всієї течії р. Дніпро в Україні були локальні за розповсюдженням, але масивні зсуви блочно-клавішного та контактного типу. Зміна (підвищення) базису ерозії приведе до того,

що території, які знаходились в умовно стійкому стані знову класифікуються як зсувні (тобто такі, де вже відбуваються зсуви)

За масштабами це будуть події, що класифікуватимуться як "значні наслідки";

2.2) локальний базис ерозії – по долинах приток р. Дніпро. За рахунок явно вираженої сезонної водності річок, що протікають на півдні України, прогнозується зсувні явища у значно меншому обсязі, по відношенню до масштабів Правобережжя.



Рис.5. Наслідки підриву греблі Каховської ГЕС.

Fig.5. Consequences of blowing up the Kakhovskaya HES dam.

На основі попередньо сказаного можна зробити прогноз на період спадання води (08...25 червня 2023 р.) та подальший період. Найбільш активно гідродинамічна сила проявляється у ґрунтовому масиві під час утворення рівномірного фільтраційного потоку при спаданні рівня води. Деформації, будуть розтягнуті в часі, будівлі та споруди постраждають не стільки від ефекту затоплення (намокання та розмокання конструкцій), скільки від нерівномірних дефо-

рмацій осідання та просідання, що будуть перевищувати нормативні значення.

Очевидно, при відновленні даних територій та майбутньому будівництві при відбудові потрібно буде обов'язково проводити оцінку стійкості зсувонебезпечних територій, згідно рекомендацій ДБН В. 1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів».

Для оцінки стійкості схилу у існуючому стані, впливу нового будівництва на зміну

ження за деформаціями об'єктів та зсувно-небезпечних територій. Основними сучасними засобами для моніторингу за деформаціями є:

- 1) високоточне нівелювання для визначення деформацій фундаментів споруд;
- 2) GPS-моніторинг за деформаціями високих та великих у плані споруд;
- 3) наземне лазерне сканування для отримання 3D-моделі об'єкту, визначення кренів споруд;
- 4) лінійно кутові вимірювання спостереження просторового положення об'єкту;
- 5) інклінометрія (контроль горизонтального зміщення споруд);
- 6) виміри датчиками розкриття тріщин у режимі реального часу;
- 7) стереофотограмметричний метод – для об'єктів складної геометричної форми;
- 8) супутниковий моніторинг спостереження за зсувними процесами.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Техногенний фактор на сьогодні є переважаючим чинником, що спричиняє активізацію інженерно-геологічних процесів – гравітаційних, гідрогеологічних, екологічних. Визначення впливу техногенних факторів мусить передбачати застосування різноманітних теоретичних та практичних підходів, із застосуванням розрахункових та експериментальних методів. Доцільно розрахунковими методами моделювати появу аварійних ситуацій та оцінювати їх вплив на напружено-деформований стан територіях, що межують з гідротехнічними спорудами.

2. При розвитку значних осідань поверхні - приймати негайні заходи щодо недопущення розвитку аварійних ситуацій (техногенних катастроф) для лінійних об'єктів інфраструктури (газ, електрика, кабелі), що прокладені під землею.

3. При проектуванні гідротехнічних споруд необхідно передбачити технічні рішення, які забезпечать оптимізацію екологічної взаємодії їх і природного комплексу і запобігатимуть неприпустимим наслідкам цієї взаємодії.

(Гідротехнічні споруди. Основні положення. ДБН В. 2.4-3:2010).

4. Усунення негативного впливу активізації техногенних процесів та передбачення їх подальшого розвитку значною мірою залежать від своєчасного виявлення небезпеки, оцінки та прогнозування ступеню геологічного ризику. Для цього необхідне відновлення спостережень за інженерно-геологічними процесами, технічне переоснащення пунктів спостереження, відповідно до вимог Положення про державну систему моніторингу доквілля. Існуюча спостережна мережа розміщена нерівномірно в межах інженерно-геологічних регіонів, що не дозволяє одержувати достовірні відомості щодо розвитку та активізації процесів, необхідних для виконання прогнозування, а недофінансування робіт не дає можливості проведення спостережень на вже існуючих ділянках, що призводить до неможливості аналізу часових подій.

ЛІТЕРАТУРА

1. Інформаційний щорічник щодо активізації небезпечних екзогенних геологічних процесів на території України за даними моніторингу ЕГП - Київ; Державна служба геології та надр України, Державне науково-виробниче підприємство "Державний інформаційний геологічний фонд України", 2018. – 98 с.
2. Взаємодія багатоярусних утримуючих конструкцій з ґрунтовим масивом... : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Скочко Людмила Олегівна ; Київ. нац. ун-т буд-ва і архітектури. - Київ, 2018. - 24 с.
3. 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
4. Біда, С.В. Особливості зсувних процесів на схилах річкових долин / С.В. Біда // *Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. збірник*. Вип. 75: у 2-х кн.: Книга 2. – К.: ДП НДІБК, 2011. – С. 371–377.
5. Смолій К.Б. Аналіз сучасних геодезичних та геотехнічних методів моніторингу за деформаціями інженерних споруд. / Смолій К.Б. // *Збірник наукових праць: Сучасні досягнен-*

ня геодезичної науки та виробництва. – Львів: Видавництво Львівської політехніки – 2015. Вип. I (29). – С.87-89.

REFERENCES

1. Informational yearbook on the activation of dangerous exogenous geological processes on the territory of Ukraine according to the monitoring data of EGP - Kyiv; State Service of Geology and Subsoil of Ukraine, State Scientific and Production Enterprise "State Information Geological Fund of Ukraine", 2018. – 98 p.
2. The interaction of multi-tier retaining structures with the soil massif...: autoref. thesis ... candidate technical Sciences: 05.23.02 / Lyudmila Olehivna Skochko; Kyiv. national University of Building and Architecture. Kyiv, 2018. 24 p.
3. 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-tehnichniy zbirnik «Osnovi i fundamenti». Kyiv: KNUBA, 43, 40-51 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.40-51
4. Bida S.V., Kuts O.V. (2016). Otsynuyvannya stiykosti 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
5. Smolii K.B. (2015) Analiz suchasnykh heodezychnykh ta heotekhnichnykh metodiv monitorynha za deformatsiiamy inzhenernykh sporud. [Analysis of modern geodetic and geotechnical methods of monitoring the structures deformation]. Naukovo-tehnichniy zbirnik «Cuchasni dosiahnennia heodezychnoi nauky ta vyrobnytstva». Lviv: Vydavnytstvo Lvivskoi politekhniki, I(29), 87-89 (in Ukrainian).

Activation of man-made processes in the event of a sharp change in the level of reservoirs and groundwater due to man-made disasters of hydraulic structures

*Andrii Rashchenko,
Tetiana Dyptan,
Artur Malaman*

Abstract. There are more than 1,100 reservoirs on the territory of Ukraine, which hold about

55.13 km³ of water for the production of electricity, providing water to the population of Ukraine, shipping and fisheries: 43.71 km³ of the Dnipro cascade of reservoirs (including 18.2 km³ of the Kakhov reservoir); 3 km³ Dniester; 8.42 km³ - others. However, in parallel with hydraulic construction and operation of reservoirs, there are problems of preserving ecological balance in nature, as well as complex use of newly formed water bodies and territories bordering them and falling under their influence. The Kakhov reservoir is the second largest in Ukraine. As a result of Russia's military aggression on the territory of Kherson Oblast, a hydrotechnical facility - Kakhovska HPP - was blown up. The result of such criminal actions is the destruction of the dam, the volume and speed of movement of water from the upper beif to the lower depends on the dimensions of the destruction and the parameters of the breakthrough wave - the main factor of damage in a hydrodynamic accident. The destructive action of the breakthrough wave led to a rapid reaction of the geological environment: changes in the hydrogeological regime of the surrounding territory; changes in the stress-strain state, which developed under the conditions of the stabilized state of the existing building; activation of engineering and geological processes - landslides, flooding, manifestation of subsidence properties of loess soils, etc. According to the data of the State Geology and Subsoil Service of Ukraine [1] even before such catastrophic events, the flooding of regions of the territory of Ukraine reached an area of 88.82 thousand km², the area of landslides was 2148.17 km². Elimination of the negative consequences of the activation of engineering-geological processes and forecasting their further development largely depend on the timely detection of danger, assessment and forecasting of the degree of geological risk. The article focuses on the analysis of engineering-geological processes before the start of the man-made disaster and covers the periods after, with prognostic assessments for the further resolution of the issue of exiting the critical situation, which requires comprehensive consideration. The possibility of modeling this situation and taking into account the peculiarities of the behavior of the soil environment in such extraordinary conditions will make it possible to carry out such engineering measures that will allow to neutralize the negative impact on the surrounding territory as effectively as possible.

Keywords: man-made processes, man-made disaster, landslides, flooding, hydrotechnical structures, monitoring, assessment of slope stability, numerical modeling.

Дослідження напружено-деформованого стану ґрунтової основи та фундаментів під обладнання при значних горизонтальних навантаженнях

Ірина Жупаненко

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

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.133-140

Анотація. В даній роботі проведено дослідження можливості розрахунку фундаментів на стійкість проти зрушення по підшві та перекидання при значних горизонтальних навантаженнях за допомогою програмно-обчислювального комплексу «ЛІРА-САПР».

Дослідження реалізовано шляхом аналізу величини горизонтальних (зсув) та вертикальних (перекидання) переміщень фундаменту під маневрову лебідку при двох варіантах інженерно-геологічних умов майданчику забудови.

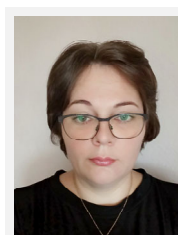
Шляхом «ручного» розрахунку виявлено, що при першому варіанті інженерно-геологічних умов стійкість фундаменту забезпечена, при другому – ні. Тому такі інженерно-геологічні умови є ілюстративними для дослідження можливостей розрахунку за допомогою програмного комплексу.

Фундамент шириною $b=1,8$ м, довжиною $l=4,2$ м і висотою $h=2,35$ м моделюється об'ємними скінченними елементами. Нижній шар, який контактує з ґрунтовою основою, моделюється чотирикутними скінченними елементами плити (плита на пружній основі).

Тертя під підшвою моделюється в'язями скінченної жорсткості (одновузловими скінченними елементами), які додаються у кожному вузлі плити, що моделює нижній шар фундаменту.

Жорсткість таких скінченних елементів в напрямку глобальної осі X та осі Y визначається автоматично в системі «ГРУНТ» за методикою СНиП 2.02.05-87.

Підсумовуючи проведено дослідження, можна сказати, що розширені можливості ПК «ЛІРА-САПР», зокрема реалізація алгоритму визначення коефіцієнтів жорсткості основи за методикою СНиП 2.02.05-87, дозволяє розраховувати фундаменти на стійкість проти зрушен-



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

ня по підшві та перекидання чисельними методами. Це дозволяє, по-перше, повністю автоматизувати розрахунок фундаментів, по-друге, при автоматизованому розрахунку додатково враховувати негативний вплив сусідніх фундаментів, що є актуальним, оскільки значних горизонтальних навантажень зазнають, переважно, фундаменти під машини і механізми.

Крім того, проведено дослідження виявило відсутність кінематичного критерію оцінки стійкості фундаменту. При ручному розрахунку критерієм забезпечення стійкості фундаменту проти зрушення є умова статичної рівноваги. При розрахунку методом скінченних елементів, реалізованим в ПК «ЛІРА» і подібних, визначальними є переміщення, тож вбачається перспективним дослідження питання критерію стійкості фундаменту проти зрушення по переміщеннях. Зокрема, виокремлення із загальних переміщень фундаменту величини переміщень разом з деформованою ґрунтовою основою і переміщень ковзання фундаменту по основі.

Ключові слова. Стійкість проти зсуву, плита на пружній основі, коефіцієнти жорсткості, чисельне моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Традиційний розрахунок фундаментів під машини та обладнання на дію значного

горизонтального навантаження зводиться до розрахунку основи за несучою здатністю (за II групою граничних станів) та розрахунку на стійкість проти зрушення фундаменту по підшві та проти перекидання (за I групою граничних станів). Згідно чинних норм, обидві умови міцності та стійкості зводяться до рівнянь статички (рівнянь рівноваги).

Це, на думку автора, є певною особливістю при реалізації автоматизованого розрахунку основ і фундаментів за допомогою програмних комплексів, таких як, наприклад, ЛПА.

По-перше, завдання представлення ґрунтової основи в розрахунковій схемі фундаменту найчастіше вирішується за допомогою моделі плити на пружній основі, що породжує відому проблему вибору коефіцієнтів жорсткості такої основи.

По-друге, невідомими методу скінчених елементів, що є основою розрахункових комплексів, є переміщення. Тобто визначальними в результатах розрахунку є саме переміщення і виникає питання, як співставити кінематичні умови зі статичними рівняннями, визначеними нормами проектування.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На основі проведених автором досліджень спрощеної моделі ґрунтової основи з використанням різних методик визначення коефіцієнтів жорсткості основи [1,2] вбачається перспективним застосування розрахункової моделі плити на пружній основі при автоматизованому розрахунку фундаментів під машини та обладнання. Проте потребує окремого дослідження можливість такого моделювання при дії значного горизонтального навантаження [4].

МЕТА РОБОТИ

На прикладі розрахунку фундаментів під маневрову лебідку ЛМ10-ДП при двох варіантах нашарування ґрунтів основи дослідити можливості та достовірність моделю-

вання фундаменту розрахунковою моделлю плити на пружній основі в програмно-обчислювальному комплексі «ЛПА-САПР».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідження виконано в якості наукового консультування ТОВ «УКРТРАНСПРОЕКТ» при проектуванні фундаментів під маневрову лебідку ЛМ10-ДП на об'єктах будівництва в різних областях України, тобто при відмінних варіантах інженерно-геологічних умов майданчику.

Об'єктом дослідження є методика розрахунку фундаментів під маневрову лебідку ЛМ10-ДП, що має такі характеристики:

Тяглове зусилля на канаті, т.....10

Габаритні розміри, мм:

Довжина.....2700

Ширина.....1100

Висота.....900

Маса, кг.....2300

Розглянуто дві ділянки будівництва:

1 – Баранівський район Житомирської області; 2 – Краси́лівський район Хмельницької області.

Характерні інженерно – геологічні колонки по свердловинах наведено на Рис. 1 та Рис. 2 для майданчика будівництва 1 та майданчика будівництва 2 відповідно. В Табл. 1 та Табл. 2 представлено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи для майданчика будівництва 1 та майданчика будівництва 2 відповідно.

Згідно з рекомендаціями п. 8.5 [3], глибини залягання підшви фундаментів призначаємо відповідно до інженерно-геологічних умов майданчика будівництва.

На майданчику 1 несучим шаром може бути ІГЕ-2, в який підшва фундаменту має заглибитись принаймні на 0,15 – 0,2 м. Тобто приймаємо залягання підшви фундаменту на абсолютній відмітці 235,2. Рівень планування території прийнято на відмітці 237,5 м, верхній обріз фундаменту на 0,05 м вище рівня планування. Тоді загальна висота фундаменту буде $h=2,35$ м.

Глибина свердловини 5,0м

Абсолютна відмітка устя 237,6м

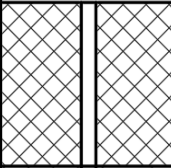

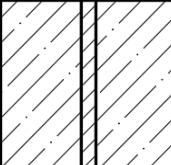
№ ПЕ	Глибина, м		Товщи- на, м	Літологічний розріз	Опис ґрунтів	Ґрунтові води		Класифі- кація по розр.
	від	до				встан.	прогн.	
1	0,0	2,2	2,2		Насипний ґрунт - супісок, суглинок темно-бурий, жовтий, з домішкою будівельного сміття, неоднорідний			36в, 35г
2	2,2	2,7	0,5		Супісок твердий, з прошарками суглинку			36б
3	2,7	5,0	2,3		Супісок жовтий, сіро-жовтий, пластичний з лінзами та прошарками піску та суглинку			36а

Рис.1. Інженерно-геологічна колонка майданчика будівництва № 1
Fig.1. Engineering-geological column of the construction site № 1

Глибина свердловини 8,0м

Абсолютна відмітка устя 283,2м

№ ПЕ	Глибина, м		Товщи- на, м	Літологічний розріз	Опис ґрунтів	Ґрунтові води		Класифі- кація по розр.
	від	до				встан.	прогн.	
1Н	0,0	1,0	1,0		Насипний ґрунт - суглинок неоднорідний, з домішками гумусованих часток, із щебнем та будівельним сміттям, пухкий, злежаний			
1Р	1,0	1,4	0,4		Рослинний шар - суглинок легкий, пілуватий			
2А	1,4	2,5	1,1		Супісок пілуватий твердий лесовий, просідаючий, слабокарбонатний, із заціканнями гумусу, палево-бурий			
2	2,5	4,7	2,2		Супісок пілуватий твердий лесовий, просідаючий, слабокарбонатний, палево-жовтий			
2Б	4,7	5,5	0,8		Супісок пілуватий твердий лесовий, непросідаючий, палево-жовтий			
3	5,5	6,9	1,4		Суглинок легкий пілуватий тугопластичний лесовий, непросідаючий, сіро-жовтий			
4	6,9	8,0	1,1		Суглинок легкий пілуватий напівтвердий, озалізнений, сіро-жовтий			

Рис.2. Інженерно-геологічна колонка майданчика будівництва № 2.
Fig.2. Engineering-geological column of the construction site № 2.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика № 1
Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site № 1

№ ПЕ	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Показник текучості	Модуль деформації, МПа	Щільність, кН/м ³		Кут внутрішнього тертя, градус		Питоме зчеплення, кПа	
	<i>W</i>	<i>e</i>	<i>I_L</i>	<i>E</i>	<i>γ_I</i>	<i>γ_{II}</i>	<i>φ_I</i>	<i>φ_{II}</i>	<i>c_I</i>	<i>c_{II}</i>
2	0,130	0,67	-0,67	15	17,6	18,0	20	23	9	14
3	0,198	0,65	0	13	18,9	19,3	19	22	8	12

Табл. 2. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика № 2
 Table 2. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site № 2

№ ПЕ	Природна вологість, д.о.	Коеф. пористості, д.о.	Показник текучості	Модуль деформації, МПа	Щільність, кН/м ³		Кут внутрішнього тертя, градус		Питоме зчеплення, кПа	
	<i>W</i>	<i>e</i>	<i>I_L</i>	<i>E</i>	<i>γ_I</i>	<i>γ_{II}</i>	<i>φ_I</i>	<i>φ_{II}</i>	<i>c_I</i>	<i>c_{II}</i>
2А	<u>0,185</u> 0,39	1,04	<u>-0,63</u> 4,40	<u>8</u> 5	<u>14,6</u> 17,0	<u>15,3</u> 17,9	<u>11</u> 9	<u>13</u> 11	<u>4</u> 3	<u>6</u> 4
2	<u>0,15</u> 0,331	0,89	<u>-0,50</u> 2,52	<u>10</u> 6	<u>15,2</u> 17,6	<u>16,0</u> 18,5	<u>15</u> 11	<u>17</u> 13	<u>6</u> 5	<u>9</u> 7
2Б	<u>0,174</u> 0,256	0,69	<u>-0,23</u> 0,94	<u>12</u> 7	<u>17,4</u> 18,7	<u>18,3</u> 19,6	<u>20</u> 18	<u>22</u> 20	<u>11</u> 8	<u>16</u> 12
3	<u>0,204</u> 0,291	0,78	<u>0,30</u> 1,38	<u>7</u> 4,2	<u>17,0</u> 18,2	<u>17,8</u> 19,1	<u>15</u> 11	<u>17</u> 13	<u>10</u> 7	<u>15</u> 10
4	<u>0,192</u> 0,242	0,65	<u>0,10</u> 0,51	<u>12</u> 9	<u>18,2</u> 19,0	<u>19,1</u> 19,9	<u>19</u> 17	<u>20</u> 18	<u>12</u> 9	<u>18</u> 13

На майданчику 2 в якості несучого шару приймаємо ПЕ-2 – супісок пілуватий, твердий, лесовий, просідаючий. Керуючись викладеними вище міркуваннями, залягання підоснови фундаменту приймаємо на рівні 280,55 м. При рівні планування 282,85 м маємо висоту фундаменту також $h=2,35$ м.

Алгоритм визначення розмірів в плані підоснови фундаментів наводити не будемо, оскільки це процес ітераційний і не є об'єктом дослідження. Зосередимось на перевірці попередньо прийнятих розмірів: ширина $b=1,8$ м, довжина $l=4,2$ м.

Розрахункові навантаження приводимо до підоснови фундаменту (з врахуванням ваги самого фундаменту):

$$F_v = 23 + 1,8 \times 4,2 \times 2,35 \times 25 = 467 \text{ кН,}$$

$$F_h = 100 \text{ кН,}$$

$$M = 100 \times (0,9 + 2,35) = 325 \text{ кНм.}$$

Розміри в плані підоснови фундаменту перевіряємо при розрахунку за деформаціями основи виходячи з умови обмеження тисків на основу.

$$p = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{467}{1,8 \cdot 4,2} \pm \frac{325 \cdot 6}{1,8 \cdot 4,2^2} =$$

$$= 61,8 \pm 61,4 \text{ кПа}$$

$$p_{max} = 61,8 + 61,4 = 123,2 \text{ кПа} < R(p_{sl}),$$

$$p_{min} = 61,8 - 61,4 = 0,4 \text{ кПа} > 0.$$

Розрахунковий опір ґрунту під підосвою фундаменту при його ширині $b = 1,8$ м:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} +$$

$$+ (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}],$$

де для обох майданчиків $k = 1$; $k_z = 1$; $d_1 = 2,3$ м; $d_b = 0$.

Для майданчика №1 (глинистий ґрунт з показником текучості $I_L < 0,25$) $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,1$; $\gamma_{II} = 18,0$ кН/м³; $\gamma'_{II} = 18,0$ кН/м³; $M_\gamma = 0,66$; $M_q = 3,65$; $M_c = 6,24$;

$$R = 357 \text{ кПа.}$$

Для майданчика №2 розрахункові значення характеристик міцності приймаємо у водонасиченому стані: $\gamma_{c1} = 1,1$, $\gamma_{c2} = 1,0$ (глинистий ґрунт з показником текучості $I_L > 0,5$) $\gamma_{II} = 18,5$ кН/м³;

$$\gamma'_{II} = 17,9 \text{ кН/м}^3; c_{II} = 7 \text{ кПа, } \phi_{II} = 13^\circ.$$

$$M_\gamma = 0,26; M_q = 2,05; M_c = 4,55;$$

$$R = 137,4 \text{ кПа. Початковий тиск просідання } p_{sl} = 122 \dots 145 \text{ кПа.}$$

Таким чином, міцність і стійкість ґрунтів основи забезпечена. Перевіримо стійкість проти зрушення фундаменту по підосві. Відомо (п.8.9 [5]), що розрахунок фундаменту на зрушення по його підосві або по підосві ґрунтової подушки виконується при дії горизонтальної складової навантаження, якщо не виконується умова:

$$\text{tg } \delta = \frac{F_h}{F_v} < \sin \phi_1. \quad (1)$$

Перевіримо умову (1) для обох майданчиків:

- майданчик №1
 $100/467 = 0,214 < \sin 20^\circ = 0,342$;

- майданчик №2
 $100/467 = 0,214 > \sin 11^\circ = 0,191$.

Для майданчику №2 умова (1) не виконується, тому перевіримо розрахунком умову стійкості фундаменту проти зрушення по підшві.

Розрахунок фундаменту на стійкість проти зсуву по підшві виконується відповідно до п. 8.9.5 [3] з умови:

$$\sum F_{sa} \leq \gamma_c \sum F_{sr} / \gamma_n, \quad (2)$$

де $\sum F_{sa} = F_h + E_a = 100 + 26,5 = 126,5$ кН – сума проекцій на площину ковзання розрахункових сил, що зрушують фундамент;

$\sum F_{sr} = F_v \cdot \operatorname{tg} \phi_1 + A \cdot c_1 + E_p =$
 $= 467 \cdot \operatorname{tg} 11^\circ + 1,8 \cdot 4,2 \cdot 5 + 32,5 = 161$ кН – сума проекцій на площину ковзання розрахункових сил, що утримують фундамент;
 коефіцієнти $\gamma_c = 0,85$ та $\gamma_n = 1,15$ за п. 8.9.2 [3] для глинистих ґрунтів і класу наслідків СС2.

Розрахункові значення характеристик ґрунту основи приймаємо у водонасиченому стані: $c_1 = 5$ кПа, $\phi_1 = 11^\circ$.

Для ґрунту засипки відповідно до п. 7.23 [5] приймаємо:

$$\gamma'_1 = 0,95\gamma_1 = 0,95 \cdot 17 = 16,15 \text{ кН/м}^3;$$

$$c'_1 = 0,5c_1 = 0,5 \cdot 3,0 = 1,5 \text{ кПа},$$

$$\phi'_1 = 0,9\phi_1 = 0,9 \cdot 9 = 8^\circ.$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_1 d \lambda_p + \frac{c_1 d}{\operatorname{tg} \phi_1} (\lambda_p - 1) =$$

$$= \frac{1}{2} 16,15 \cdot 2,3 \cdot 1,323 + \frac{1,5 \cdot 2,3}{\operatorname{tg} 8} (1,323 - 1) = 32,5$$

$$E_a = \frac{1}{2} (\gamma_1 d_1 \lambda_a - 2c_1 \sqrt{\lambda_a}) (d_1 - h_c) =$$

$$= \frac{1}{2} (16,15 \cdot 2,3 \cdot 0,755 - 2 \cdot 1,5 \sqrt{0,755}) \times$$

$$\times (2,3 - 0,214) = 26,5 \text{ кН},$$

де коефіцієнти рівні:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{8}{2} \right) = 0,755$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_1}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{8}{2} \right) = 1,323$$

$$h_c = 2c_1 \frac{\sqrt{\lambda_a}}{\gamma_1 \lambda_a} = \frac{2 \cdot 1,5 \sqrt{0,755}}{16,15 \cdot 0,755} = 0,214 \text{ м}.$$

Перевіряємо умову (2):

$$126,5 \text{ кН} > 0,85 \cdot 161 / 1,15 = 119 \text{ кН},$$

умова (2) не виконується, стійкість фундаменту проти зсуву по підшві не забезпечена.

Розглянемо тепер можливість розрахунку фундаментів на горизонтальні навантаження за допомогою ПК «ЛПА-САПР».

Фундамент моделюється об'ємними скінченними елементами на сітці $0,2 \times 0,2$ м. По висоті фундамент розбивається на 11 шарів товщиною $0,2$ м і верхній шар товщиною $0,15$ м. Нижній шар, який контактує з ґрунтовою основою, моделюємо чотирикутними скінченними елементами плити (плита на пружній основі).

Навантаження від лебідки вважаємо розподіленим по верхній грані фундаменту в межах площі опорної рами лебідки ($1,0 \times 2,6$ м)

Тертя під підшвою моделюється в'язями скінченної жорсткості (одновузловими скінченними елементами СЕ56), які додаються у кожному вузлі плити, що моделює нижній шар фундаменту.

Жорсткість таких скінченних елементів в напрямку глобальної осі X та осі Y визначається розрахунком за [6]. В ПК «ЛПА-САПР» версії 2022 реалізовано наступний алгоритм розрахунку жорсткості СЕ56:

- коефіцієнт пружного рівномірного стиску C_z визначається за формулою (4) [6]:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{A_{10}/A} \right),$$

де b_0 – коефіцієнт, рівний для супісків і суглинків $1,2 \text{ м}^{-1}$; E – модуль деформації ґрунту під підшвою, кПа (приймається як середній по всій глибині стисливої товщі); $A_{10} = 10 \text{ м}^2$; A – площа фундаменту;

- коефіцієнти пружного рівномірного зсуву C_x , C_y визначається за форму-

лою (6) [6]:

$$C_x = C_y = 0,7C_z.$$

- на основі обчислених коефіцієнтів пружного рівномірного стиску та пружного рівномірного зсуву визначаються коефіцієнти жорсткості у відповідних напрямках. Для врахування цих жорсткостей до розрахункової схеми фундаменту додаються одновузлові СЕ, коефіцієнти жорсткості яких

обчислюється автоматично відповідно до площі навколо кожного з таких СЕ.

Результати розрахунку фундаменту за допомогою ПК «ЛІРА-САПР» представлені у вигляді ізополів переміщень плити (підшви фундаменту) по осі Y (зсув) та по осі Z (перекидання): для майданчика №1 – на Рис. 3, для майданчика №2 – на Рис. 4.

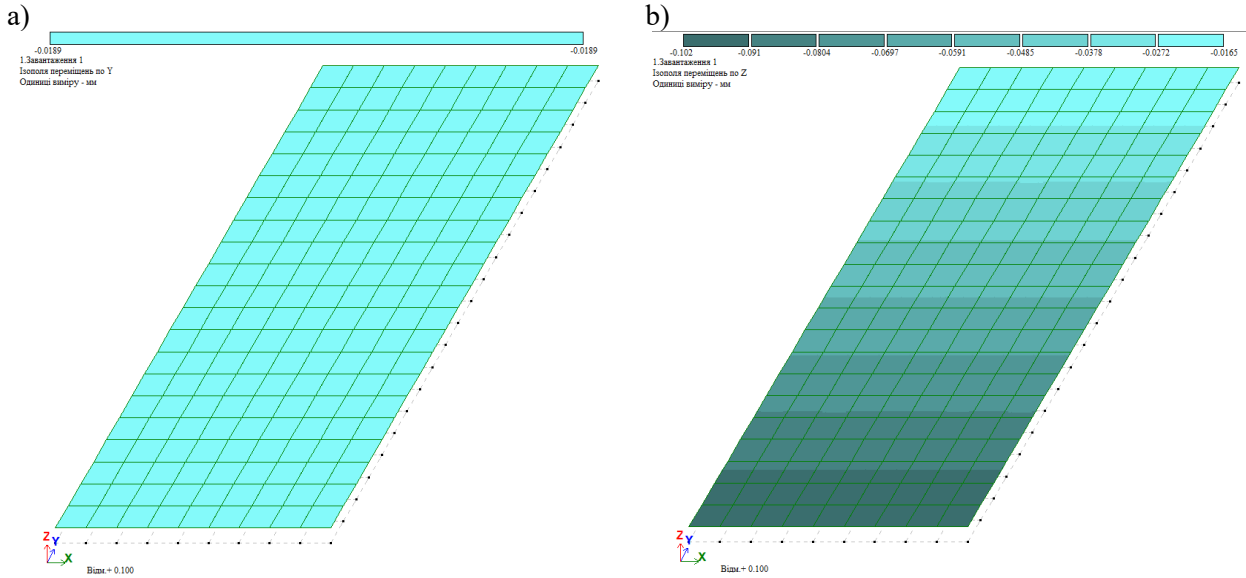


Рис.3. Ізополі переміщень підшви фундаменту на майданчику №1: a – горизонтальні переміщення (по осі Y); b – вертикальні переміщення (по осі Z).

Fig.3. Isopoles of displacements of the base of the foundation on site №1: a – horizontal displacements (along the Y axis); b – vertical displacements (along the Z axis).

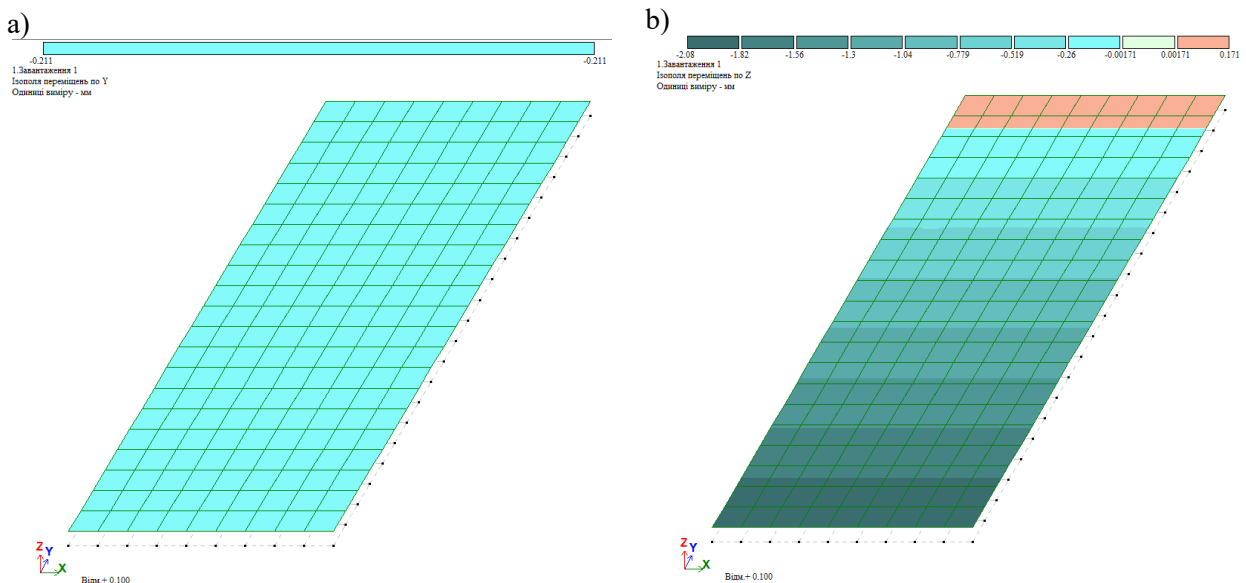


Рис.4. Ізополі переміщень підшви фундаменту на майданчику №2: a – горизонтальні переміщення (по осі Y); b – вертикальні переміщення (по осі Z).

Fig.4. Isopoles of displacements of the base of the foundation on site №2: a – horizontal displacements (along the Y axis); b – vertical displacements (along the Z axis).

Як бачимо з малюнків, переміщення вздовж осі Y на майданчику № 1 складають 0,02 мм. В той час як на майданчику № 2 ці переміщення складають 0,2 мм, тобто на порядок більше. Загалом напрошується висновок, що на майданчику №1 величина зміщень мала і зсув не відбувається. Проте залишається відкритим питання граничної величини зміщень. Тобто якою є та допустима величина переміщень, перевищивши яку відбувається зсув фундаменту.

Щодо переміщень вздовж осі Z , на майданчику № 1 всі переміщення одного знаку, тобто відбувається осідання під всією площею фундаменту. На майданчику № 2 переміщення знакоперемінні: частина підшви осідає, а частина навпаки піднімається. Це свідчить про перекидання фундаменту.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

В даній роботі проаналізовано можливість розрахунку масивного фундаменту на стійкість проти зсуву та перекидання при дії значних горизонтальних навантажень за допомогою програмного комплексу «ЛІРА-САПР» версії 2022.

Проаналізовано результати розрахунку, зокрема переміщення фундаменту, при двох варіантах нашарувань ґрунтів основи. Показовими ці інженерно-геологічні умови є тим, що за результатами ручного розрахунку стійкість фундаменту на першому майданчику забезпечена, а на другому – ні.

Підсумовуючи проведені дослідження, можна сказати, що розширені можливості ПК «ЛІРА-САПР», зокрема реалізація алгоритму визначення коефіцієнтів жорсткості основи за методикою [6], дозволила автоматизувати розрахунок фундаментів на стійкість проти зрушення по підшві та перекидання. Це дозволяє, по-перше, повністю автоматизувати розрахунок фундаментів, по-друге, при автоматизованому розрахунку додатково враховувати негативний вплив сусідніх фундаментів. Оскільки значних горизонтальних навантажень зазнають, переважно, фундаменти під машини і механізми, то врахування впливу сусідніх фундаментів є вкрай актуальним пи-

танням, на думку автора.

Крім того, проведені дослідження виявили відсутність кінематичного критерію оцінки стійкості фундаменту. При ручному розрахунку критерієм забезпечення стійкості фундаменту проти зрушення є умова статичної рівноваги [4]. При розрахунку методом скінченних елементів, реалізованим в ПК «ЛІРА» і подібних, визначальними є переміщення, тож вбачається перспективним дослідження питання критерію стійкості фундаменту проти зрушення по переміщеннях. Зокрема, дослідження величини переміщень фундаменту разом з деформованою ґрунтовою основою і переміщень ковзання фундаменту по основі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Жупаненко І.В. Чисельний аналіз методів розрахунку ґрунтової основи та методів визначення коефіцієнтів постелі. / І.В. Жупаненко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 64-71.
2. Жупаненко І.В. Чисельне дослідження збіжності методів визначення коефіцієнтів жорсткості при різних інженерно-геологічних умовах основи. / І.В. Жупаненко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. 2021. Вип. 42. С. 46-52.
3. Основи і фундаменти будівель та споруд ДБН В.2.1-10:2018 – [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.
4. Підлуцький В.Л. Дослідження впливу складного навантаження на фундаменти неглибокого закладання та формування реактивної епюри в ґрунтовій основі / В.Л.Підлуцький // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 45. – С. 55-67. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.55-67.
5. Настанова з проектування підпірних стін ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 [Чинний від 2015-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. – 86 с.
6. Фундаменты машин с динамическими нагрузками СНиП 2.02.05-87 [Чинний від 1988-07-01]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 32 с.

REFERENCES

1. Zhupanenko I.V. (2020). Chyselnyi analiz metodiv rozrakhunku gruntovoi osnovy ta metodiv vyznachennia koefitsientiv posteli [Numerical analysis of methods for calculating the soil base and methods for determining bed coefficients]. *Osnovu i fundamenty: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 41, 64-71 (in Ukrainian).
2. Zhupanenko I.V. (2021). Chyselne doslidzhen-nya zbizhnosti metodiv vyznachennia koefitsiyentiv zhorstkosti pry riznykh inzhenerno-heolohichnykh umovakh osnovy [Numerical study of the convergence of methods for determining bed coefficients under different geological conditions of the base]. *Osnovu i fundamenty: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 42, 46-52 (in Ukrainian).
3. Osnovy i fundamenty budivel' ta sporud DBN V.2.1-10:2018. (2018) – [Chynnyy vid 2019-01-01]. – Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny, 36 (in Ukrainian).
4. Pidlutskyi V.L. (2022). Doslidzhen-nya vplyvu skladnoho navantazhennia na fundamente nehlybokoho zakladannia ta formuvannia reaktyvnoi epiury v gruntovii osnovi [Investigation of the impact of complex loading on the shallow foundations and the formation of a reactive layer in the soil base]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 45, 55-67 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.55-67
5. Nastanova z proektuvannia pidpirnykh stin DSTU-N B V.2.1-31:2014(2015) [Chynnyy vid 2015-10-01]. – Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny. 86 (in Ukrainian).
6. Fundamenty mashin s dinamicheskimi nagruzkami SNiP 2.02.05-87 (1988) [Chinniy vid 1988-07-01]. – M.: TSITP Gosstroya SSSR, 32 (in Russian).

Study of the stress-deformation state of the soil base and foundations for equipment under significant horizontal loads

Iryna Zhupanenko

Summary. The study of the possibility of calculating foundations for stability against displacement along the sole and overturning under significant horizontal loads was carried out by the LIRA-SAPR computer software complex.

The study was carried out by analyzing the amount of horizontal (sliding) and vertical (overturning) displacement of the foundation under the shunting winch under two variants of the engineering and geological conditions of the construction site.

Through "manual" calculation, it was found that the stability of the foundation is ensured in the first variant of geological conditions, but not in the second one. Therefore, such geological conditions are illustrative for the study of calculation possibilities using the software complex.

The foundation with width $b=1.8$ m, length $l=4.2$ m and height $h=2.35$ m is modeled by volume finite elements. The bottom layer, which is in contact with the soil base, is modeled by quadrilateral finite elements of the slab (slab on an elastic base).

Friction under the footing is modeled by finite stiffness links (single-node finite elements) that are added at each node of the slab that models the bottom layer of the foundation.

The stiffness of such finite elements in the direction of the global axis X and axis Y is determined automatically in the "GRUNT" system according to the methodology of SNiP 2.02.05-87.

Summarizing the conducted research, we can say that the advanced capabilities of the LIRA-SAPR PC, in particular, the implementation of the algorithm for determining the stiffness coefficients of the base according to the SNiP 2.02.05-87 method, allow calculating foundations for resistance against displacement along the sole and overturning by numerical methods. This allows, firstly, to completely automate the calculation of the foundations, and secondly, during the automated calculation, the negative influence of the neighboring foundations is additionally taken into account, which is relevant, since the foundations for machines and mechanisms are mainly subjected to significant horizontal loads.

In addition, the conducted research revealed the absence of a kinematic criterion for assessing the stability of the foundation. In manual calculation, the criterion for ensuring the stability of the foundation against displacement is the condition of static equilibrium. When calculating by the method of finite elements, implemented in PC "LIRA" and similar, displacements are decisive, so it is considered promising to study the issue of the criterion of stability of the foundation by displacements.

Key words. Shear resistance, slab on the elastic base, stiffness coefficients, numerical modeling.

Вибір оптимальних параметрів підпірної стіни огороження котловану в умовах щільної забудови з врахуванням її просторової жорсткості

Віктор Носенко¹, Артур Маламан²

Київський національний університет будівництва і архітектури

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

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

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

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.141-152

Анотація. Представлено результати дослідження взаємодії огороження котловану виконаного з гнучких підпірних стін, що влаштовується в умовах щільної забудови, із ґрунтовою основою.

Розрахунки виконувалися методом числового моделювання, за допомогою програмного комплексу «Plaxis». Моделювання виконано в тривимірному просторі, що дає можливість для комплексної оцінки напружено-деформованого стану (НДС) елементів системи «ґрунтовий масив – підпирні стіни – конструкції існуючих будівель» при використанні складних конфігурацій підпірних стін та врахування фактору їх просторової жорсткості.

Для аналізу результатів було обрано 4 характерних перерізи. Моделювання виконувалося з урахуванням таких етапів:

- 1) етап ініціалізації (формування ґрунтового масиву в природному стані);
- 2) влаштування підпірної стіни;
- 3) почергова розробка котловану до проектної відмітки;
- 4) навантаження від будівлі на стадії експлуатації.

За результатами розрахунків було виконано аналіз НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпирні стіни – конструкції існуючих будівель» та підібрано армування підпірних стін, та визначено витрати основних матеріалів.

Показано, що врахування просторової жорсткості підпірної стіни огороження котловану дає змогу більш ефективно оцінити НДС конструкції підпірної стіни, більш коректно оцінити додаткові деформації сусідніх будівель, за рахунок врахування зміни жорсткості підпірної стіни складної конфігурації, а, отже в подаль-



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



Артур Маламан
аспірант кафедри
геотехніки.

шому ефективніше запроектувати конструкції підпірних стін.

За результатами розрахунків показано, що підпирні стіни виконані в 2 ряди в шаховому порядку, з паль діаметру 420 мм, мають більшу жорсткість, ніж підпирні стіни що виконані в 1 ряд з паль діаметру 620 мм. Отже для зменшення додаткових осідань сусідніх будівель та зменшення горизонтальних переміщень підпірної стіни варіант підпірної стіни виконаний шляхом розміщення паль в шаховому порядку є пріоритетним в умовах щільної забудови.

Витрати арматури для 1 варіанту більші на 46% в порівнянні з 2 варіантом. Дані результати свідчать про те що 2 варіант влаштування підпірної стіни є економічнішим рішенням, проте, в умовах щільної забудови його використання є обмеженим, оскільки осідання сусідніх будівель в такому випадку будуть більшими, за рахунок меншої жорсткості підпірної стіни.

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

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Невід'ємною частиною будівництва офісних центрів в умовах щільної забудови є спорудження будівель з підземними паркінгами. Оскільки глибина котлованів, для влаштування таких паркінгів може досягати значних величин, необхідно влаштувати комплекс огороження котловану для забезпечення стійкості оточуючих територій, а також мінімізації деформацій сусідніх будівель, що є важливим заходом.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вплив фундаментів існуючих будинків на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій описаний в роботі Н.В. Блащук [1] та І.П. Бойка [3]. В роботах Л.О. Бондаревої [2] та В.В. Ручківського [5] показано вплив конструкції гнучких підпірних стін та на їх напружено-деформований стан. Взаємодію підпірних стін з ґрунтовим середовищем висвітлено в роботі М.Л. Зоценко [4].

Питання використання нелінійних моделей ґрунтового середовища висвітлені у праці Дж. Дункана [7]. Доцільність використання моделі деформування ґрунтового середовища Hardening soil model (HSM), за рахунок деформування ґрунтів в залежності від рівня напружень, обґрунтовано у праці Т. Шанза [8].

МЕТА РОБОТИ

Оцінити вплив просторової жорсткості підпірної стіни на напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель».

ЗАДАЧІ

1) Оцінити НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель» з використанням числового моделювання у просторовій постановці задачі, для підпірної стіни, що виконується з буронабивних паль діамет-

ром 420мм, розміщених в шаховому порядку та паль діаметром 620мм, що влаштовуються в 1 ряд.

2) Порівняти результати та оцінити вплив жорсткості підпірної стіни на НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель».

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розрахунки НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель» було виконано за допомогою числового моделювання з використанням програмного комплексу «Plaxis». Для опису поведінки ґрунтового масиву при складній траєкторії навантаження/розвантаження використана математична моделі ґрунту, що описує пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною деформаційних параметрів в залежності від рівня напружень у ґрунті.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Досліджувана ділянка знаходиться в Шевченківському районі, м. Київ та належить до центральної частини міста, вона густо забудована житловими та адміністративними будівлями, насичена інженерними комунікаціями.

В геоморфологічному відношенні ділянка знаходиться в межах лесового плато. Рельєф ділянки сформований в результаті планування території насипними ґрунтами під час житлової та цивільної забудови, характеризується перепадом абсолютних відміток поверхні в межах 189,05-191,10 м.

Геологічні умови даного майданчика (див. Рис.2):

ІГЕ - 1 насипний ґрунт: супісок пилюватий, супісок лесовидний та суглинок з включеннями будівельного сміття 5-30%;

ІГЕ - 2 супісок твердий, пилюватий, лесовидний, просідаючий;

ІГЕ - 3, суглинок твердий та напівтвердий, легкий, пилюватий;

ІГЕ - 4 супісок твердий та пластичний, пилюватий, з тонкими прошарками пісків;

ІГЕ - 5 суглинок твердий та напівтвердий, пилюватий, з включеннями гальки та гравію кристалічних порід.

Характер нашарування та заміщення інженерно-геологічних елементів показаний на інженерно-геологічному розрізі, що представлено на рисунку 2.

До негативних факторів ділянки відноситься присутність в розрізі ґрунтів здатних до просідання.

За даними лабораторних досліджень минулих років, лесові ґрунти (ІГЕ-2) мають просадні властивості. Сумарне просідання ґрунту від власної ваги при водонасиченні складає 13,2 см. Потужність просадочної товщі 13,1 м. Початковий тиск просідання лесовидних супісків (ІГЕ-2) з глибиною змінюються нерівномірно від 68 кПа до 183 кПа. Інтервал, у якому природний тиск перевищує початковий тиск просідання, простежується з глибиною 7,0 м до 13,1 м.

На основі даних інженерно-геологічних досліджень, компоновки будівлі, що зводиться та відповідно інтегрованої у неї системи підірних стін і оточуючої забудови, для розрахунку було обрано 4 принципових розрахункових перерізи.

Для даного дослідження були виконані розрахунки 2-х варіантів конфігурації підірної стіни: 1 варіант - підірна стіна влаштована з буронабивних паль діаметром 420 мм, в шаховому порядку з відстанню між рядами паль 0,35 м, та паль діаметром 620 мм, з кроком паль у ряду 0,75 м - для 2 варіанту. Детальніше конфігурацію підірних стін показано на рисунку 2.

Поряд з майданчиком будівництва розташовані існуючі цегляні будинки, збудовані на початку ХХ сторіччя. Технічний стан будинків задовільний. Фундаменти будинків стрічкові, виконані з цегли, марки М50...М100, на розчині марки М4...М10. Додатково на рівні підшви влаштовані розширення. Ширина фундаментів коливається в межах 0,8-1,0 м. Глибина закладання фундаментів коливається в межах від 1,5 до 2,5 м.

Було враховано навантаження на обрізі фундаментів існуючих будинків: для будинку «А» - 277 кН/м.п., для будинку «Б» - 255 кН/м.п., для будинку «В» - 420 кН/м.п.

Для підвищення стійкості підірної стіни та зменшення додаткових осідань існуючих будинків в межах перерізів 2-2, 3-3, та 4-4 в конструкцію підірної стіни влаштовуються тимчасові розпірки, що виконані з металевих труб діаметром 530 мм та товщиною стінки 10 мм, крок розпірок 4 м, та тимчасова ґрунтова берма шириною 3 м і висотою 4,4 м. Для стійкості розпірок під них влаштовується фундаментна плита товщиною 500 мм.

Вся підірна стіна влаштовується з позн. 187,50. Глибина підірних стін складає 14 м. Палі об'єднуються монолітним ростверком, висотою 1 м.

На Рис.1 показана схема розташування елементів огороження котловану, на якій наведено розташування котловану, який буде влаштовано, та фундаменти існуючих будинків з діючим навантаженням на їх підшви. Для сприйняття навантажень від існуючих фундаментів передбачено тимчасові розпірки з металевих труб діаметром 530 мм з товщиною стінки 10 мм, довжина 4,0 м. Також наведено характерні розрізи по підірній стіні, по яких ведуться дослідження. Як видно з даного креслення, існуючі будинки знаходяться з чотирьох сторін майданчика будівництва в безпосередній близькості, тобто нове будівництво практично вписане в простір між існуючими будинками.

На Рис. 2 наведено два варіанти влаштування підірних стін, які описано вище. Також тут показано розташування розпірок з металевих труб в розрізі, які опираються на фундаментну плиту майбутнього будинку, в межах яких передбачена тимчасова берма з ґрунту для кращої стійкості підірної стіни. Перепад висоти становить 5,9 м.

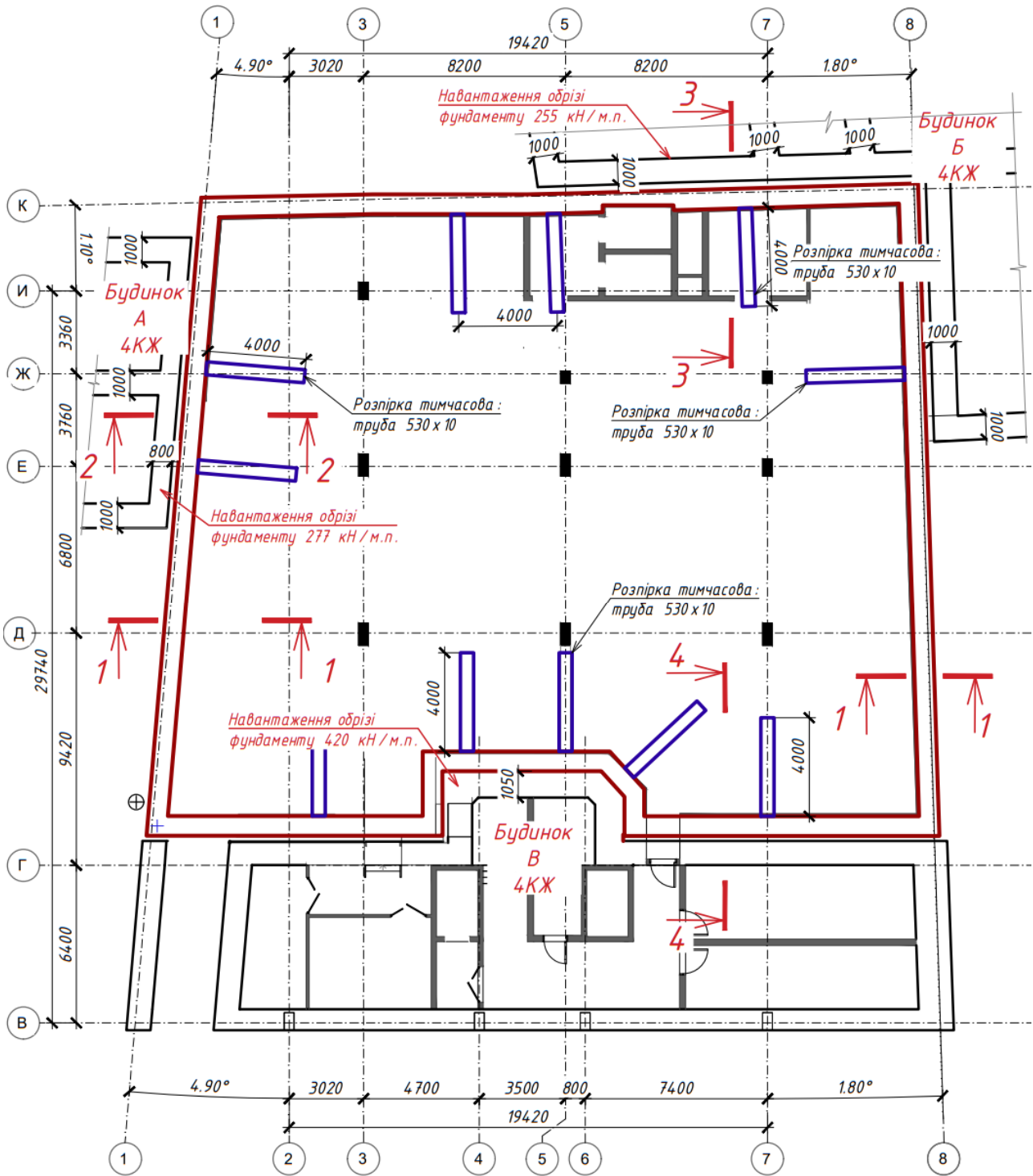


Рис.1. Схема розташування елементів огороження котловану.
 Fig.1. Scheme of the location of the elements of the pit enclosure.

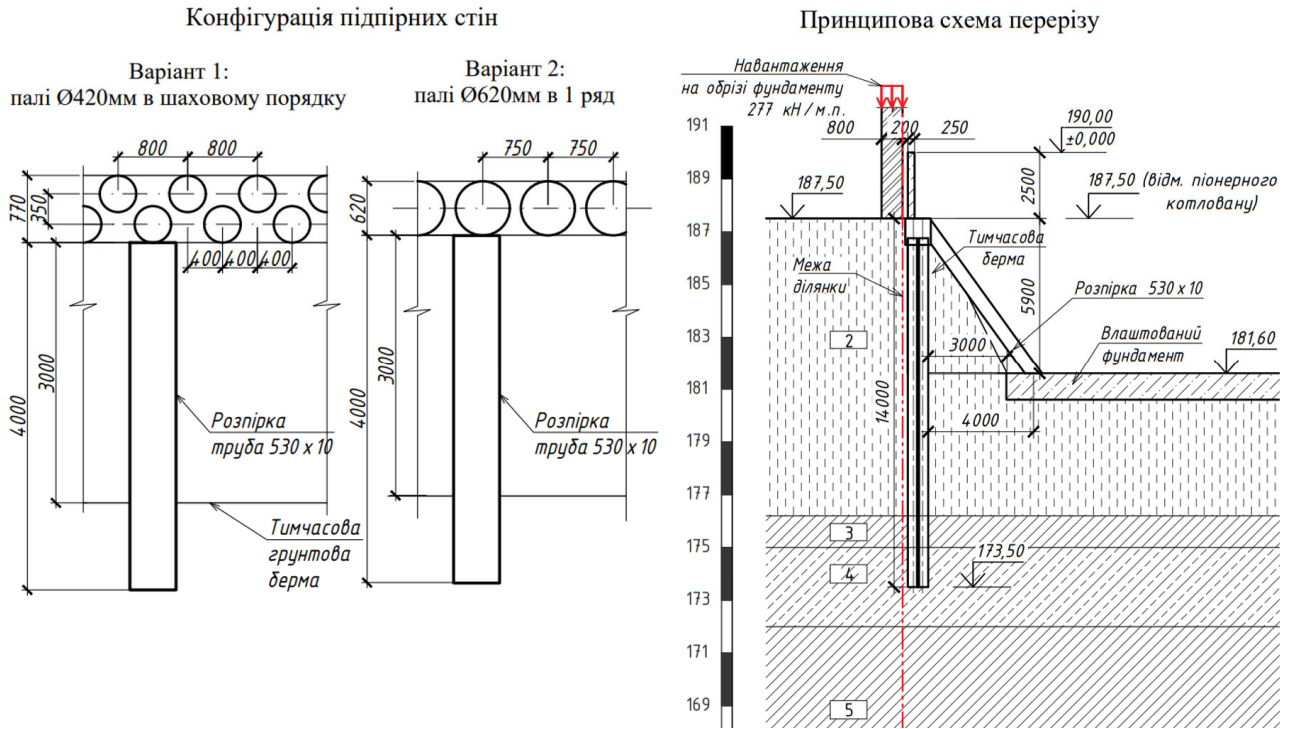


Рис.2. Конфігурація 2-х варіантів підпірних стін, та принципова схема перерізу.
Fig.2. Configuration of 2 options of retaining walls, and a schematic section diagram.

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «ГРУНТОВИЙ МАСИВ – ПІДПІРНІ СТІНИ – КОНСТРУКЦІЇ ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ»

Скінчено-елементна модель була створена у тривимірній постановці для оцінки впливу просторової жорсткості утримуючих конструкцій, а також для аналізу дода-

ткових осідань сусідніх будівель, що можуть бути спричинені влаштуванням глибокого котловану.

Прийнята у роботі модель деформування ґрунтів Hardening soil model (HSM) пружно-пластичне деформування ґрунтів зі змінною параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень у ґрунті.

Розрахункові параметри ґрунтів наведені у таблиці 1.

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.
Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів							
		Питома вага ґрунту	Модуль деформації при 50% міцності	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 всесічний тиск
		γ кН/м ³	E_{50} МПа	E_{oed} МПа	E_{ur} МПа	c кПа	ϕ град	m дол. од.	P_{ref} кПа
1	Насипний шар	16,00	16	16	48	10	15	0,5	100
2	Супісок лесовий твердий, просідаючий	16,50	20	17	54	31	19	0,6	100
3	Суглинок, твердий	19,30	25	22	66	28	22	0,7	200
4	Супісок, твердий	20,00	30	28	84	30	25	0,6	200
5	Суглинок твердий	20,00	30	28	84	30	25	0,7	300

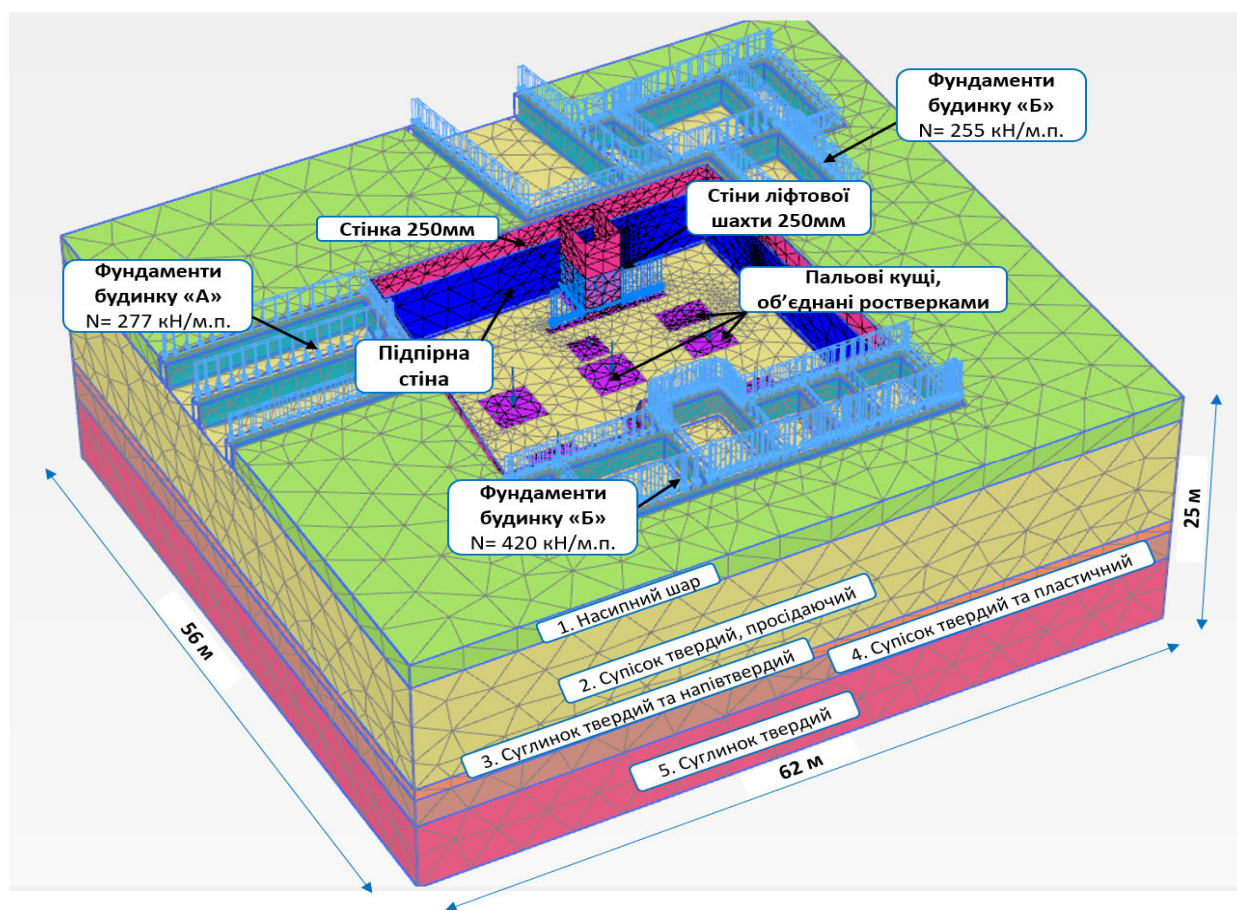


Рис.3. Просторова скінчено-елементна модель в програмному комплексі Plaxis 3D.
Fig.3. Spatial finite element model, which made in Plaxis 3D.

Просторова СЕМ створена на основі даних звіту з інженерно-геологічних вишукувань та дозволяє відтворити основні особливості залягання ґрунтів та конфігурації підпірних стін та розмірів існуючих будинків.

Результатом моделювання НДС є весь спектр напружень та деформацій у елементах системи «ґрунтовий масив – підпирні стіни – конструкції існуючих будівель» в тому числі ізополя переміщень підпирних стін, додаткові осідання існуючих будівель та значення зусиль, що виникають у підпирній стіні.

Значення додаткових осідань існуючих будівель наведені у таблиці 2, ізополя вертикальних переміщень наведені на рисунку 4. Додаткові осідання отримані при застосуванні 2 варіанту підпирної стіни перевищують результати за 1 варіантом влаштування підпирної стіни. Різниця коливається в межах від до 15%. Максимальні значення

осідань складають 27 мм та 23 мм відповідно.

Значення горизонтальних переміщень підпирної стіни наведені у таблиці 4, ізополя горизонтальних переміщень показані на рисунку 5. Горизонтальні переміщення в 2 варіанті є більшими, за переміщення за 1 варіантом. Різниця в отриманих значеннях складає до 21%. Максимальні переміщення підпирних стін складають від 48 мм та 52 мм.

Також було визначено згинальні моменти у підпирній стіні, значення згинальних моментів наведено у таблиці 5, та на рисунку 6. Різниця в отриманих значеннях для даних варіантів складає до 2%, відповідно відповідно максимальні значення складають 222,6 кНм/палю та 217,6 кНм/палю.

Згинальні моменти визначені за 1 варіантом є більшими ніж для 2 варіанту влаштування підпирної стіни.

Табл. 2. Значення осідань сусідніх будівель.
Table 2. Value of subsidence of neighboring buildings.

Варіанти влаштування підпірної стіни	Існуючі будинки		
	Будинок «А»	Будинок «Б»	Будинок «В»
Варіант 1: палі 420мм, в шаховому порядку, крок палі 400 мм. Відстань між рядами палі 350 мм.	24 мм	23 мм, 27 мм	16 мм
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок палі 750 мм	28 мм	26 мм, 31 мм	19 мм

Табл. 3. Значення горизонтальних переміщень підпірної стіни.
Table 3. Value of horizontal displacements of the retaining wall.

Варіанти влаштування підпірної стіни	Перерізи			
	1-1	2-2	3-3	4-4
Варіант 1: палі 420мм, в шаховому порядку, крок палі 400 мм. Відстань між рядами палі 350 мм.	39 мм	33 мм	29 мм	48 мм
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок палі 750 мм	47 мм	39 мм	33 мм	52 мм

Табл. 4. Значення згинальних моментів у підпірній стіні.
Table 4. Value of bending moments in the retaining wall.

Варіанти влаштування підпірної стіни	Перерізи			
	1-1	2-2	3-3	4-4
Варіант 1: палі 420мм, в шаховому порядку, крок палі 400 мм. Відстань між рядами палі 350 мм.	222,6 кНм	194,8 кНм	167,4 кНм	186,3 кНм
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок палі 750 мм	217,16 кНм	192,4 кНм	162,5 кНм	184,9 кНм

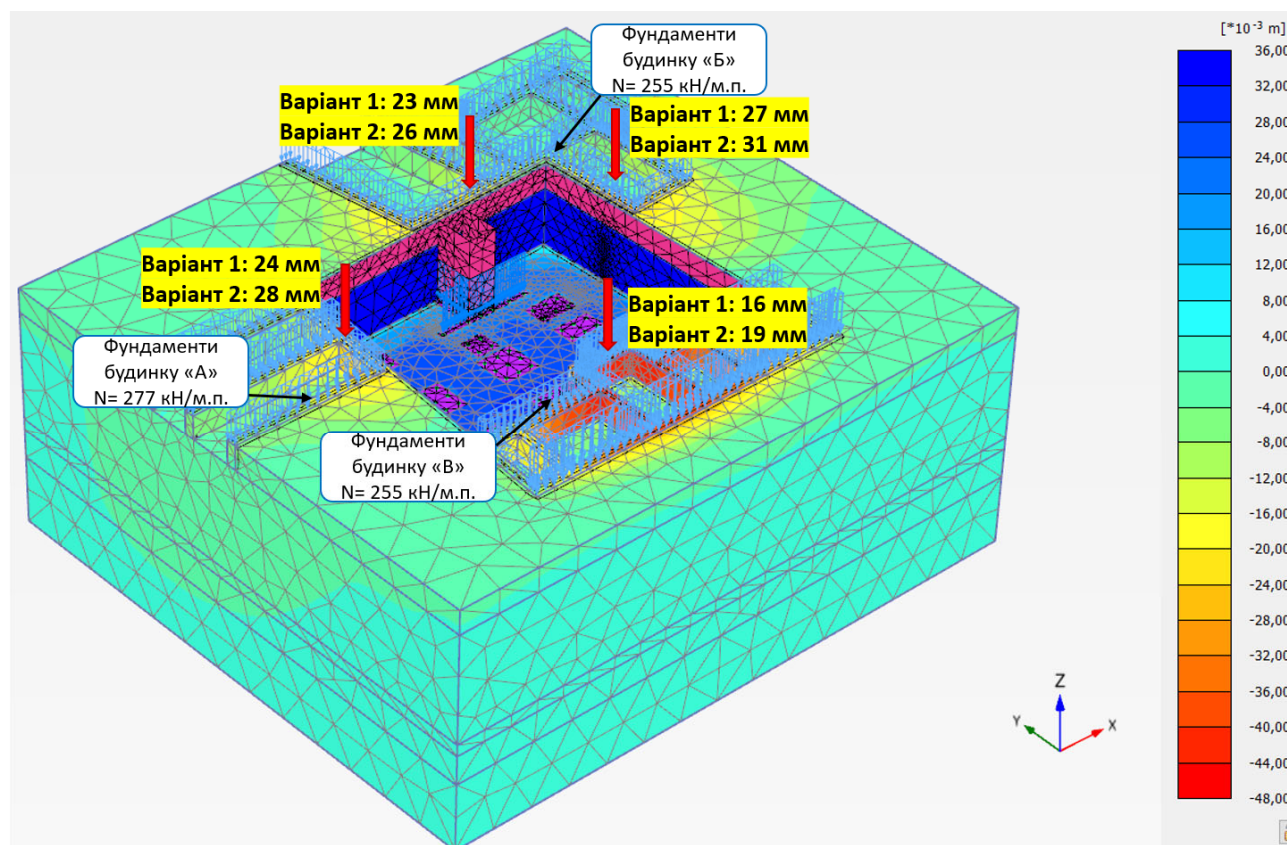


Рис.4. Значення додаткових осідань сусідніх будинків.
Fig.4. The value of additional subsidence of neighboring buildings.

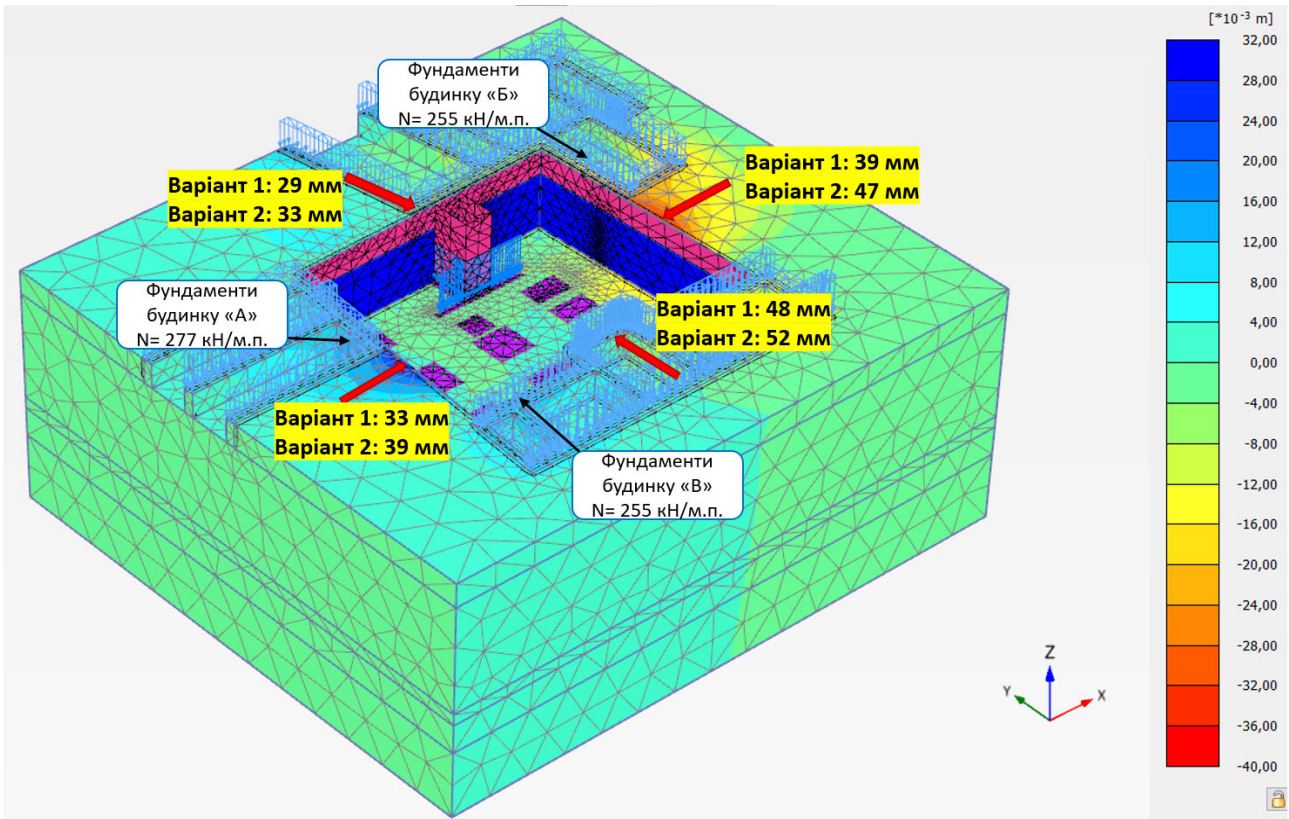


Рис.5. Горизонтальні переміщення підпірних стін.
Fig.5. Horizontal displacements of retaining walls.

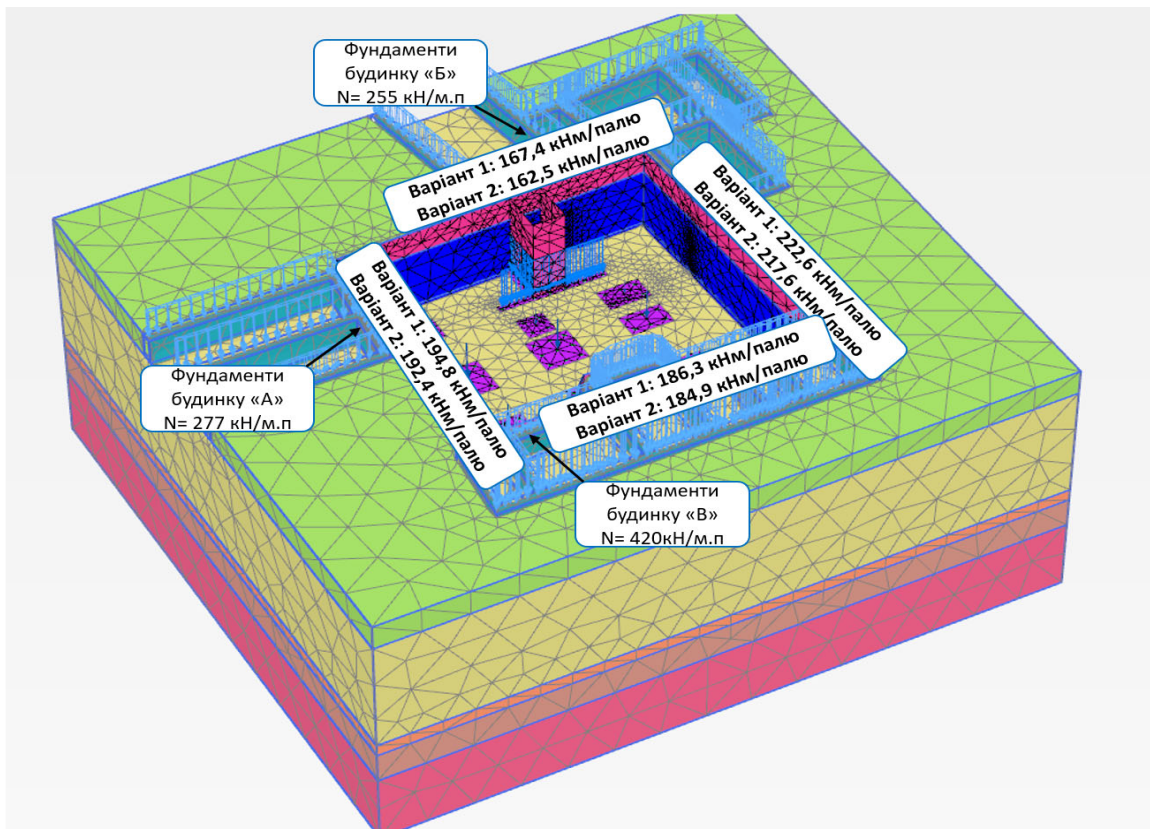


Рис.6. Значення згинальних моментів, що виникають в підпірних стінах.
Fig.6. Value of bending moments in retaining walls.

ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

За результатами числового моделювання НДС) елементів системи «грунтовий масив – підпирні стіни – конструкції існуючих будівель» з використанням просторової скінчено-елементної моделі було виконано

порівняння отриманих значень переміщень підпирних стін, додаткових осідань сусідніх будівель та згинальних моментів в підпирних стінах у відповідних характерних перерізах. Дані результати наведені нижче на рис. 7-9.

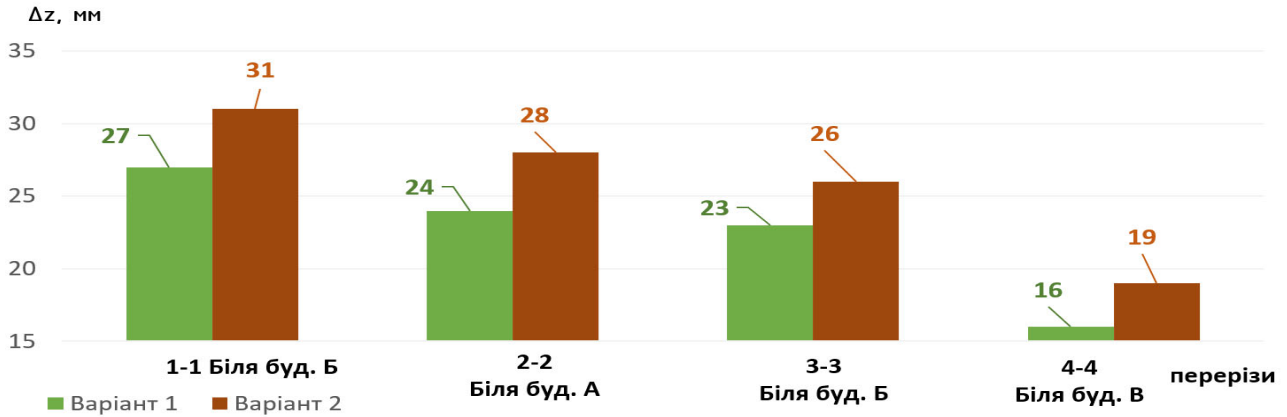


Рис.7. Значення додаткових осідань сусідніх будинків.
Fig.7. The value of additional subsidence of neighboring buildings.

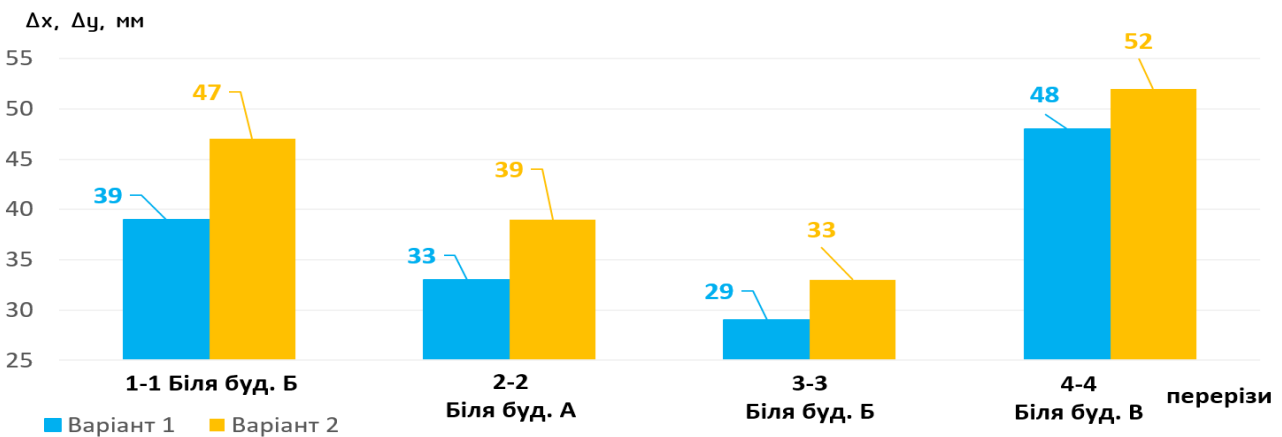


Рис.8. Значення переміщень підпирних стін.
Fig.8. Values of displacements of retaining walls.

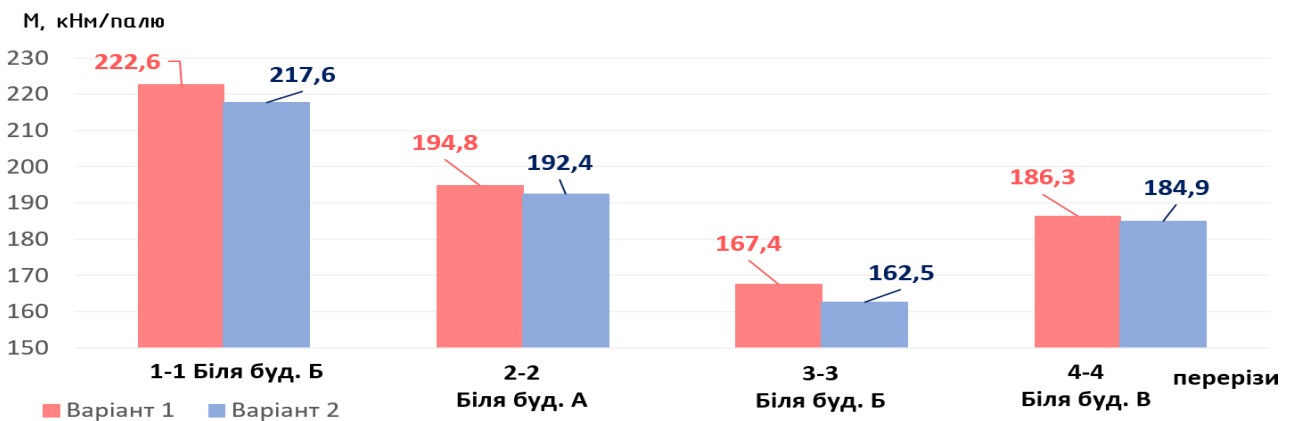


Рис.9. Значення згинальних моментів.
Fig.9. The value of bending moments.

Різниця в отриманих значеннях додаткових осідань існуючих будівель складає до 15%. Додаткові осідання більші для 2 варіанту. Максимальні значення осідань складають 27 мм та 23 мм.

Різниця в значеннях горизонтальних переміщень підпірних стін складає до 21%, Максимальні переміщення підпірних стін складають від 48 мм та 52 мм. Переміщення підпірних стін більші для 2 варіанту.

Різниця в отриманих значеннях згинальних моментів мінімальна і складає до 2%, відповідно максимальні значення складають 222,6 кНм/палю та 217,6 кНм/палю. Згинальні моменти більші для 1 варіанту.

ВИСНОВКИ

Показано, що тривимірна скінчено-елементна модель системи «грунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель» дає змогу врахувати просторову жорсткість конструкцій і відповідно більш комплексно оцінити напружено-деформований стан її елементів.

При аналізі результатів розрахунків для другого варіанту влаштування підпірної стіни (палі діаметром 620 мм, виконані в 1 ряд) переміщення є більшими, що пояснюється меншою жорсткістю підпірної стіни. Аналогічним чином пояснюється більші значення зусиль для першого варіанту влаштування підпірної стіни (палі діаметром 420 мм, розміщені в шаховому порядку).

За результатами розрахунків було визначено витрати матеріалів. Відповідно для підпірної стіни виконаної за 1 варіантом конструювання витрати бетону становлять 587,8 м³, витрати арматури – 280,7 т, при кількості паль 283 шт. Для 2 варіанту витрати матеріалів при кількості паль 153 шт. становлять: 692,5 м³ бетону та 151,8 т арматури. Витрати бетону для 2 варіанту більші на 18%, проте витрати арматури значно менші для 2 варіанту, на 46%. Дані результати свідчать про те що 2 варіант влаштування підпірної стіни є економічним рішенням, проте, в умовах щільної забудови

використання його є обмеженим, оскільки осідання сусідніх будівель в такому випадку будуть більшими, за рахунок меншої жорсткості підпірної стіни.

ЛІТЕРАТУРА

1. Блащук Н.В. Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки / Блащук Н.В., Маєвська І.В., Губашова В.Є. // *Збірник наукових праць «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві»*. – Вінниця: ВНТУ. – 2022. – Том 33. №2. – С.132-141. DOI 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
2. Бондарева Л.О. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стін складних конфігурацій / Бондарева Л.О., Носенко В.С., Маламан А.Р. // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 45. – С.9-21. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
3. Бойко І.П. Вплив фундаментів будинку на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій / Бойко І.П., Ручківський В.В., // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 38. – С.9-15. DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.9-15.
4. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-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 [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ, – 2013. – Вип. 3(38). Том 1. – С.160-196.
5. Ручківський В.В. Напружено-деформований стан підпірних стін в залежності від їх конструкцій / Ручківський В.В. // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С.76-82. DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82
6. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. USA*. – 1963. – 89. P.115–144.
7. 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.
8. 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.
 9. Dr. Ir. Gouw Tjie Liong. Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems // *International Journal of Applied Engineering Research*, Volume 9, Number 21 (2014) – Reaserch India Publications, 2014 – С. 8291-8311.
 10. J. Pruška. Comparison of geotechnic softwares - Geo FEM, Plaxis, Z-Soil. // *XIIIth European Conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Geotechnical problems with man-made and influenced grounds.* 25-28th August 2003. Prague. Czech Republic – Prague, 2003 – c. 819-824.
- REFERENCES
1. Blashchuk N.V., Maievska I.V., Hubashova V.I. (2022). Modeliuvannia vplyvu vlashtuvannia hlybokoho kotlovanu skladnoi formy na poriad roztashovani budynky. [Simulation of the influence of the device of a deep pit of complex shapes on nearby located houses]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Suchasni tekhnologii, materialy i konstruksii v budivnytstvi»*. Vinnytsia: VNTU, 33(2), 132-141 (in Ukrainian). DOI 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
 2. Bondareva L.O., Nosenko V.S., Malaman A.R. (2022). Vykorystannia 2D ta 3D modeliuvannia dlia otsi-nky napruzhenno-deformovanoho stanu pidpir-nykh stin skladnykh konfihuratsii. [Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 45, 9-21 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
 3. Boyko I.P., Ruchkivskyi V.V. (2019). Vplyv fundamentiv budynku na napruzhenno-deformovanyi stan utrymuiuchykh konstruksii. [Influence of the building foundations on the stress-strain state of the retaining structures]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 38, 9-15 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.9-15
 4. 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-pruzhenno-deformovanogo stanu zsuvnogo 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).
 5. Ruchkivskyi V.V. (2020). Napruzhenno-deformovanyi stan pidpirnykh stin v zalezhnosti vid yikh konstruksii. [Stress-strain state of retaining walls depending on them construction]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 40, 76-82 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82
 6. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.* 89, 115–144.
 7. 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.
 8. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics.* Balkema. Rotterdam, 1, 281–290.
 9. Dr. Ir. Gouw Tjie Liong. (2014). Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems. *International Journal of Applied Engineering Research*, Volume 9, Number 21 (2014). Reaserch India Publications, C. 8291-8311.
 10. J. Pruška. (2003). Comparison of geotechnic softwares - Geo FEM, Plaxis, Z-Soil. *XIIIth European Conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Geotechnical problems with man-made and influenced grounds.* 25-28th August 2003. Prague. Czech Republic, Prague, 819-824.

The choice of optimal parameters of the retaining wall of the pit enclosure in conditions of dense construction, taking into account its spatial rigidity

*Viktor Nosenko
Artur Malaman*

Abstract. The results of the study of the interaction of the pit enclosure made of flexible retaining walls, arranged in the conditions of dense construction, with the soil foundation are presented.

Calculations were carried out by the method of numerical modeling, using the Plaxis software complex. The modeling is performed in a three-dimensional space, which provides an opportunity for a comprehensive assessment of the stress-strain state (SSS) of the elements of the system "soil array - retaining walls - structures of existing buildings" when using complex configurations of retaining walls and taking into account the factor of their spatial stiffness.

For the analysis of the results, 4 characteristic sections were chosen. Modeling was performed taking into account the following stages:

- 1) the initialization stage (formation of the soil massif in its natural state);
- 2) installation of a retaining wall;
- 3) alternate development of the pit to the design mark;
- 4) load from the building at the stage of operation.

Based on the results of the calculations, the SSS analysis of the elements of the system "soil massif - retaining walls - structures of existing buildings" was performed, and the reinforcement of the retaining walls was selected, and the costs of the main materials were determined.

It is shown that taking into account the spatial stiffness of the retaining wall of the pit enclosure makes it possible to more effectively estimate the SSS of the retaining wall structure, more correctly estimate the additional deformations of neighboring buildings, due to taking into account the change in the stiffness of the retaining wall of a complex configuration, and therefore, in the future, to more effectively design the constructions of retaining walls.

According to the results of the calculations, it is shown that retaining walls made in 2 rows in a staggered order, with piles with a diameter of 420 mm, have greater rigidity than retaining walls made in 1 row with piles with a diameter of 620 mm. Therefore, in order to reduce additional subsidence of neighboring buildings and reduce horizontal movements of the retaining wall, the option

of the retaining wall made by placing piles in a staggered order is a priority in conditions of dense construction.

Armature costs for option 1 are 46% higher compared to option 2. These results indicate that the 2nd option of installing a retaining wall is a more economical solution, however, in conditions of dense construction, its use is limited, since the settlement of neighboring buildings in this case will be greater, due to the lower rigidity of the retaining wall.

Keywords: retaining walls, numerical simulation, spatial rigidity, urban construction.

Вплив захисного екрану на напружено-деформований стан оточуючої забудови в зоні розробки котловану

Віталій Ручківський¹

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

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.153-160

Анотація. У даній роботі проводилось дослідження ефективності застосування захисного екрану в умовах щільної забудови. На базі числового моделювання виконувався розрахунок впливу нового будівництва на напружено-деформований стан трьохповерхового цегляного будинку. Задача моделювалась в плоскій та просторовій постановках із заданням системи «огороджувальні конструкції котловану - ґрунтовий масив - захисний екран – фундаменти існуючої будівлі». На відстані 4м від будинку відкопувався котлован глибиною 6м, в якості огороження котловану використовувались буронабивні палі. Захисний екран виконувався із паль у вигляді металеві труби діаметром 159мм, що заповнювалась бетоном, крок паль становив 0.2м.

Розв'язувались дві задачі: влаштування котловану із захисним екраном між підпірною стінкою і існуючим будинком та без захисного екрану. Поведінка ґрунтового масиву моделювалась за допомогою моделі Hardening Soil Model. Розрахунок виконувався поетапно. На першому етапі було створено початковий природний напружено-деформований стан ґрунтового масиву. На наступному етапі передавалось експлуатаційне навантаження на фундаментні конструкції будинку, після чого обнулялись отримані деформації. Далі виконувались влаштування паль та поетапна розробка котловану (частинами глибиною по 2м).

Проаналізовано нормативні документи, що декларують граничні значення додаткових деформацій основ і фундаментів в зоні ущільненої забудови та їх залежність від технічного стану будинку.

Встановлено основні причини виникнення деформацій оточуючої забудови в зоні впливу нового будівництва та заходи, що дозволяють



Віталій Ручківський
асистент кафедри
геотехніки

мінімізувати негативну дію на існуючу забудову.

Виявлено, що технологія влаштування паль котловану значно впливає на напружено-деформований стан оточуючої забудови. На етапі буріння свердловин паль спостерігається виникнення додаткових осідань фундаментів будинку. Також виявлено позитивну роль захисного екрану до набору повної міцності паль огороження котловану.

Встановлено, що захисний екран дозволяє уникнути збільшення напружень основи фундаментів існуючої будівлі та обмежити зону деформації, яка виникає в результаті будівельних робіт.

Ключові слова. Захисний екран, напружено-деформований стан, паля, деформації, взаємовплив, ущільнена забудова.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Забудова історичних центрів міст зумовлює освоєння підземного простору, що в свою чергу несе потенційно негативний вплив на оточуючу забудову, внаслідок чого виникає потреба розробки рішень, які б мінімізували вплив нового будівництва.

Оцінка впливу нового будівництва на сусідні будівлі виконується, як правило, за допомогою числового моделювання в різ-

номанітних програмних комплексах, але при цьому в більшості випадків влаштування котловану розглядається в цілому, без виділення цього процесу в окремий етап розрахунку, що призводить до вибору нерациональних конструктивних рішень.

Відсутня чітка методика підбору раціональних захисних конструкцій, які призначені для мінімізації впливу нового будівництва в щільній забудові.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проблемі впливу відкопування котловану і влаштування огорожувальних конструкцій на додаткові осідання будівель і споруд присвячено багато наукових праць українських і зарубіжних вчених. Головним чином, акцентується увага на комплексному дослідженні роботи системи «огорожувальні конструкції котловану – ґрунтовий масив – існуюча будівля».

Дослідження деформацій оточуючої забудови поблизу котлованів ведеться за двома напрямками: числові дослідження та експериментальні геодезичні спостереження за деформаціями ґрунтового масиву та існуючих будівель. Аналіз наукових джерел показав недостатність вивчення ключових чинників, що визначають осідання поблизу котлованів.

Зважаючи на попередні дослідження, можна зробити висновок, що переміщення ґрунту залежать від низки факторів: інженерно-геологічних умов, рівня підземних вод, методів будівництва, жорсткості огорожувальних конструкцій котловану. У кожному конкретному випадку потрібно виконувати комплексний аналіз всіх факторів.

Питання впливу нового будівництва на оточуючу забудову висвітлено у працях І.П. Бойка [3, 4], В.О. Сахарова [6], Л.О. Бондарєвої [5], Cording E.J. [9].

МЕТА РОБОТИ

Основною метою даної роботи є дослідження ролі захисного екрану в формуванні

напружено-деформованого стану існуючої будівлі в зоні впливу нового будівництва.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Зведення будівель із підземними приміщеннями в щільно забудованій території завжди супроводжується ризиками завдання шкоди існуючим будівлям. Розробка глибоких котлованів призводить до істотної зміни існуючого напружено деформованого стану (НДС) ґрунтового масиву, що може призвести до появи деформацій в сусідніх будівлях. Також, крім зміни НДС ґрунту основи, виникає передача вібраційних впливів на існуючі будинки. Внаслідок вище наведених чинників, виникає необхідність прогнозу впливу нового будівництва на оточуючу забудову, завдяки якому можна передбачити заходи, які спроможні мінімізувати цей вплив.

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

- збільшенням напружень основи фундаментів існуючої будівлі, що викликане новим будівництвом;
- зміною гідрогеологічних умов, виникнення баражного ефекту при підземному будівництві;
- спорудженням фундаментів нової будівлі на інших відмітках по відношенню до сусідніх будівель
- технологічні впливи.

На сьогодні зменшити вплив на існуючу забудову від нового будівництва можна за допомогою комбінації заходів:

- збільшення жорсткості існуючої будівлі для сприйняття додаткових деформацій (закріплення основ, підсилення фундаментів);
- захист від технологічних впливів та підтоплення;
- влаштування інженерних захисних конструкцій задля уникнення або зменшення додаткових деформацій, а також мінімізації технологічних впливів.

В даній роботі розглянута задача мінімізації впливу нового будівництва на існуючий будинок за рахунок влаштування інженер-

ного захисного екрану, який є одним із найбільш використовуваних методів зменшення негативного впливу на оточуючу забудову.

Захисний екран – конструкція, що влаштовується в ґрунті, призначенням якої є зменшення впливу влаштування котловану на напружено-деформований стан оточуючої забудови. Захисні конструкції обмежують зону деформації, яка виникає в результаті будівництва. Їх розміщують між існуючою будівлею, яка потребує захисту, та новим будівництвом.

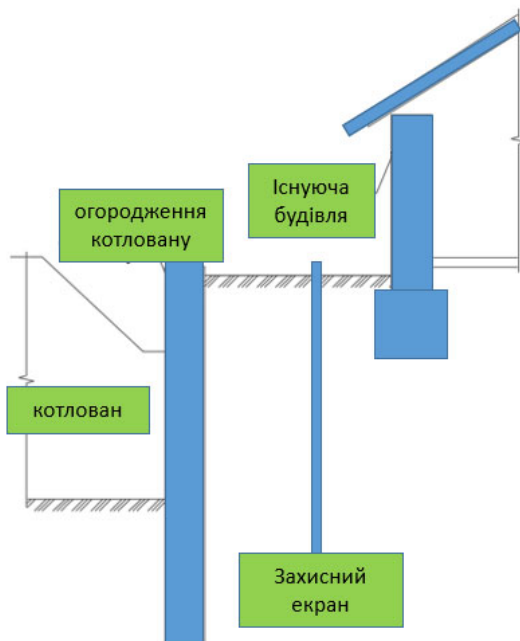


Рис.1. Схема захисту існуючої будівлі за допомогою інженерного захисного екрану.

Fig.1. Protection scheme of the existing building with protective screen

Об'єкт впливу являє собою трьохповерховий житловий цегляний будинок в історичному центрі м. Київ. Прямокутний в плані, із розмірами 25x13,3м. Конструктивна схема безкаркасна, з поздовжніми та поперечними несучими стінами, просторову жорсткість забезпечують сходові клітини та перекриття із круглопустотних залізобетонних плит. Фундаменти стрічкові, виконані зі збірних бетонних плит та блоків. Ширина фундаментів 1м, глибина закладання становить 2м. Біля будинку планується спорудження багатоповерхового житлового ком-

плексу, що складається із двох секцій 22 та 25 поверхів та має підземні приміщення. Секції являють собою монолітний залізобетонний каркас. Поздовжня та поперечна жорсткість забезпечується сумісною роботою елементів каркасу – колон, ядер жорсткості та дисків перекриття.

В геоморфологічному відношенні ділянка будівництва знаходиться в межах пологого схилу лівого борту річки Либідь правого берегу р. Дніпро.

Природний рельєф ділянки зазнав значних змін. За багаторічний період освоєння навколишньої території на ній неодноразово проводилось планування рельєфу насипними ґрунтами, здійснювалися будівництво будинків, прокладання підземних комунікацій, та інших споруд. Абсолютні відмітки території: 125,2 – 123,м

Інженерно-геологічний розріз складений наступними інженерно-геологічними елементами (зверху вниз):

ІГЕ-1 – Насипний ґрунт – супісок та пісок з включенням будівельного сміття.

ІГЕ-2 – Супісок, пластичний.

ІГЕ-3 – Пісок дрібний, середньої щільності.

ІГЕ-4 – Пісок середньої крупності, середньої щільності.

ІГЕ-4а – Пісок середньої крупності, пухкий.

ІГЕ-5 – Супісок, текучий.

ІГЕ-5а – Суглинок з домішками гравію та піску, напівтвердий.

ІГЕ-7 – Суглинок напівтвердий, з прошарками глини.

ІГЕ-8 – Глина, тверда.

ІГЕ-8а – Суглинок твердий.

ІГЕ-9 – Пісок пилюватий, з прошарками супіску, мало вологий, щільний.

Згідно будівельних норм для будинків в зоні впливу нового будівництва декларуються граничні значення додаткових деформацій основ і фундаментів. В залежності від технічного стану будинку граничні деформації не повинні перевищувати значень приведених в табл. 1. [1]

Табл.1. Граничні значення деформацій основ і фундаментів споруд.

Tabl.1. Limit values of deformations of bases and foundations.

Споруда	Технічний стан	Граничні деформації основи	
		Відносна різниця осідань ($\Delta S/L$) _н	Максимальні додаткові деформації $S_{max,н}$, см
Багатоповерхові безкаркасні будинки несучими стінами із цегляної кладки	1	0,0015	2,5
	2	0,0010	1,5
	3	0,0007	0,7

Згідно результатів звіту обстеження будівлі встановлено її непридатний до нормальної експлуатації стан, що в свою чергу значно обмежує додаткові деформації і вимагає інженерних заходів, що дозволять зберегти напружено-деформований стан існуючих основи та фундаментів будинку.

Як результат, в наявних умовах, було проведено моделювання впливу розробки котловану на оточуючу забудову з використанням методу скінченних елементів. Розв'язувались дві задачі: влаштування котловану із захисним екраном між підпірною стінкою та існуючим будинком та без захисного екрану. Котлован розроблявся на глибину 6м. Палі огороження котловану діаметром 620мм, кроком 1.5м, довжиною 12м. Відстань між котлованом та існуючою триповерховою будівлею 2м. Захисний екран влаштовувався на відстані 1м між будівлею та котлованом. Палі захисного екрану діаметром 159мм виконувались із металевої труби, що заповнювалась бетоном, крок палей 0.2м. В якості основи слугував пісок дрібний, середньої щільності із наступними характеристиками: $E=25\text{МПа}$; $\varphi=32$; $c=2\text{кПа}$, $\gamma=17.8\text{кН/м}^3$.

Захисний екран заборонено використовуватись в якості несучої конструкції як в процесі будівництва, так і при постійних навантаженнях.

Задача моделювалась у просторовій постановці. Розмір скінченно-елементної моделі 40х40х40м. Об'ємні тіла суцільного середовища моделювались із застосуванням твердотілих елементів (Solid Elements)

пірамідальної чи призматичної форми. Імітація взаємодії ґрунту із конструкціями палей відбувалась за допомогою контактних елементів інтерфейсу (Interface Elements). На розрахункову схему були накладені обмеження переміщень в горизонтальному напрямку (по осях X та Y) на бічних вертикальних гранях розрахункової області, а також обмеження переміщень у всіх напрямках на нижній горизонтальній грані.



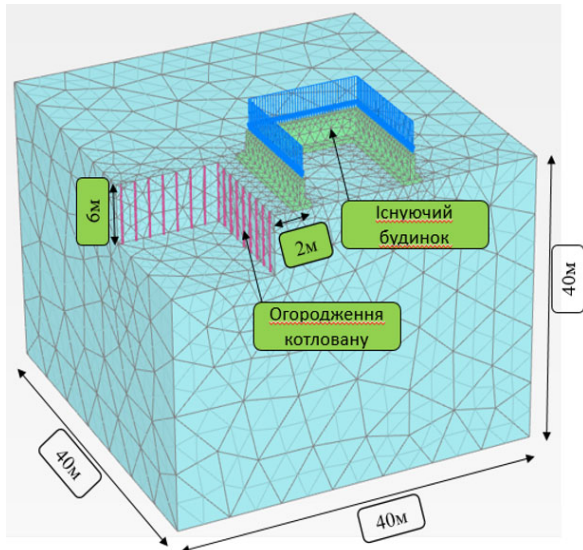
Рис.2. Влаштований захисний екран із труб
Fig.2. Protective screen made of pipes

Розрахунок виконувався поетапно. На першому етапі було створено початковий природний напружено-деформований стан ґрунтового масиву. На наступному етапі передавалось експлуатаційне навантаження на фундаментні конструкції будинку, після чого обнулялись отримані деформації. Далі виконувались влаштування палей та поетапна розробка котловану (частинами глибиною по 2м), шляхом видалення із розрахункової моделі частини об'ємних елементів котловану.

Поведінка ґрунтового масиву моделювалась за допомогою моделі Hardening Soil. Особливістю даної пружно-пластичної моделі є зміна параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень в ґрунті. Критерієм міцності виступає критерій Кулона-Мора, завдяки якому описується перехід ґрунту до граничного стану. Для моделювання роботи матеріалів палей та фундаментних конструкцій будинку використовувалась лінійно-пружна модель із харак-

теристиками: $E=30\text{МПа}$; $\gamma=25\text{кН/м}^3$; $\nu=0.167$. Фундамент будинку стрічковий шириною 1м, із середнім тиском під подошвою $\sigma=250\text{кПа}$.

а)



б)

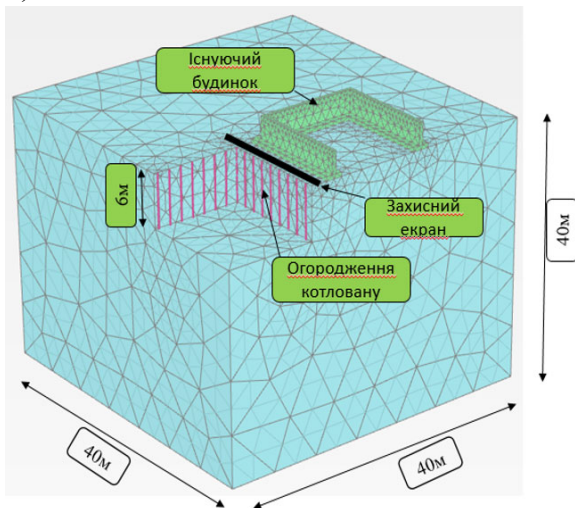


Рис. 3. Скінченно-елементна модель системи «котлован-оточуюча забудова»: а) без захисного екрану; б) із захисним екраном.

Fig.3. Finite-element model of the system «pit-surrounding buildings»: a) without a protective screen; b) with a protective screen

Результати числового моделювання показують, що відкопка глибокого котловану у безпосередній близькості до існуючої будівлі значно змінює її попередньо сформований напружено-деформований стан (НДС). Осідання фундаменту зростає. Крім вертикальних деформацій з'являються також горизонтальні, що в свою чергу приз-

водить до появи тріщин в надземних конструкціях будинку. За таких умов виникає необхідність обмежити область ґрунтового масиву, в якому виникають зміни НДС внаслідок будівництва підземних приміщень, від основи, де зосереджені фундаменти оточуючої забудови.

При порівнянні результатів зміни НДС із захисним екраном та без нього виявлено, що змінюється область розповсюдження впливу відкопування котловану. Уже при влаштуванні паль огороження, вибурюванні свердловин, фундамент будинку зазнає значного додаткового осідання, що сягає близько 30мм. Якщо до цього моменту влаштувати захисний екран, то можна уникнути цього осідання. При цьому свердловини під палі котловану варто бурити не підряд, а з певною розбіжкою, щоб уникати концентрації напружень. Також до повного набору міцності палями огороження котловану існує певна нестабільність ґрунтового масиву в зоні відкопки, що ще раз вказує на необхідність розділення деформацій та важливість влаштування захисного екрану.

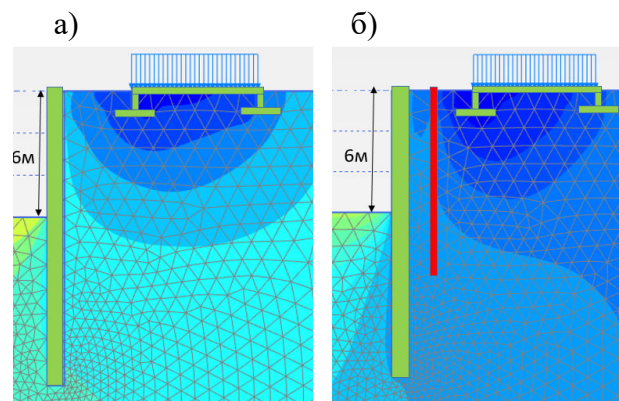


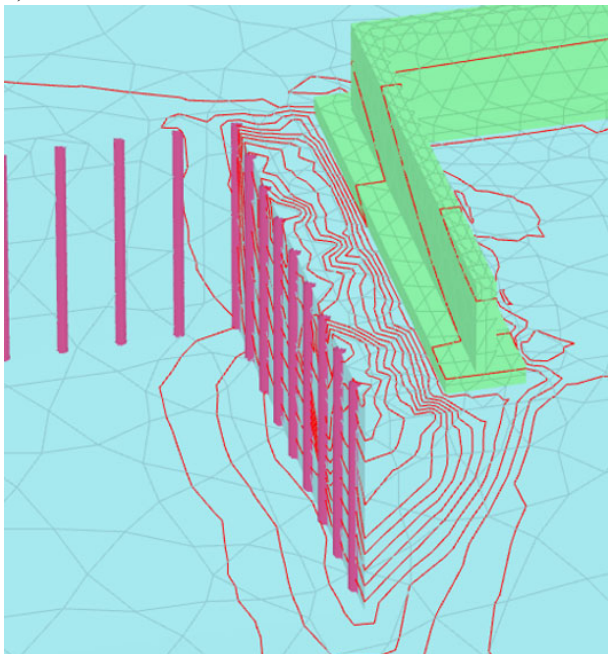
Рис. 4. Розсіювання вертикальних деформацій: а) без захисного екрану; б) із захисним екраном

Fig.4. Dissipation of vertical deformations: a) without a protective screen; b) with a protective screen

Екран буде виступати в ролі відсічної конструкції та відділяти зони деформації котловану та існуючого НДС будинку. Картину зміни горизонтальних та вертикальних деформацій можна спострігати на рис.4; 5. У відсотковому відношенні додат-

кові осідання фундаментів існуючої будівлі при наявності відсічного екрану зменшуються на 34%, що дозволяє уникнути переходу до аварійного стану.

а)



б)

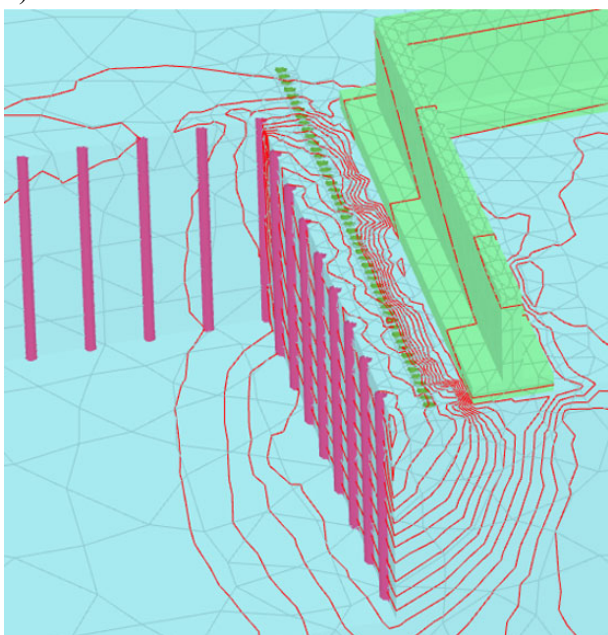


Рис. 5. Розсіювання горизонтальних деформацій: а) без захисного екрану; б) із захисним екраном.

Fig.5. Dissipation of horizontal deformations: a) without a protective screen; b) with a protective screen

При наявності екрану спостерігається збільшення жорсткості утримуючих конструкцій котловану. Так, горизонтальні переміщення паль зменшуються на 10%, у порівнянні з варіантом без захисних конструкцій між будинком і котлованом.

Додаткового дослідження потребують параметри захисного екрану, такі як його жорсткість, глибина по відношенню до стисливої зони фундаменту будинку, положення між котлованом та будинком, його ефективність застосування в різних ґрунтових умовах.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено основні причини виникнення деформацій оточуючої забудови в зоні впливу нового будівництва та заходи, що дозволяють мінімізувати негативну дію на існуючу забудову.

Виявлено, що технологія влаштування паль котловану суттєво впливає на напружено-деформований стан оточуючої забудови. На етапі буріння свердловин паль спостерігається виникнення додаткових осідань фундаментів будинку, що склали 30мм. Важливим фактором є послідовність вибурування свердловин.

Показано, зміну характеру розсіювання деформацій при наявності захисного екрану та без його влаштування.

Встановлено, що захисний екран дозволяє уникнути збільшення напружень основи фундаментів існуючої будівлі та обмежити зону деформації, яка виникає в результаті будівельних робіт.

Виявлено зменшення на 34% додаткових осідань фундаментів існуючої будівлі при наявності інженерного захисного екрану. У відповідності до нормативних документів [1] це дозволяє уникнути переходу будинку до аварійного стану.

Приведені числовим моделюванням дослідження показали, що влаштування захисного екрану є ефективним засобом для зниження осідання фундаментів будівель оточуючої забудови, викликаних розробкою котлованів.

ЛІТЕРАТУРА

REFERENCES

1. Основи і фундаменти будівель та споруд. ДБН В.2.1-10-2018. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми).
2. ДБН В 1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. – К.: Мінрегіонбуд, 2008-43с.
3. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будівлями з їх основою // *Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник.*–К: КНУБА, 2006 – Вип. 30 –С. 3-8.
4. Бойко І.П. Дослідження взаємодії багатоповерхових будівель як елементів системи «основа – фундамент - надземні конструкції» при статичних та динамічних навантаженнях / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // *Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. Зб. Наукових праць (будівництво)* – К.: НДІБК, 2008. Вип. 71. – С.69-75.
5. Бондарева Л. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стінок складної конфігурації / Л.Бондарева, В.Носенко, А.Маламан // *Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти».* К.: КНУБА. – 2022. – Вип.45. – С. 9-21. DOI:10.32347/0475-1132.44.2022.67-78
6. Сахаров В.О. Оцінка взаємодії фундаментів існуючого будинку з основою при влаштуванні котловану / В.О. Сахаров // *Основи і фундаменти,* 2002. – Вип. 27 - С.113-123.
7. Цимбал С.Й. Експериментальне дослідження напруженого стану в основі моделі висячої палі / С.Й. Цимбал // *Республ. міжвідомчий науч.-техн. зб. Основи і фундаменти* – Київ: Будівельник, 1973. - Вип.6. – С.134-141.
8. Ang, E.-C. Numerical investigation of limit soil pressure for design of pile stabilized slopes / E.-C. Ang, J.E. Loehr, D.E. Smith // *Proc.11th International conf. of IACMAG.* Torino, 2005. V.2-pp.319-326.
9. Cording E.J. Modeling and analysis of excavation – induced building distortion and damage using a strain-bases damage criterion / E.J.Cording, J.H. Long // *Proc. Int. Conf. «Responce of building to excavation-induced ground movements»*, 2001, Imperial College. – London, UK.
1. Osnovy i fundamenti budivel ta sporud. DBN V.2.1-10-2018. K. : Minrehion Ukrainy, 2018. 36. (Derzhavni budivelni normy). (in Ukrainian).
2. DBN V 1.2-12-2008. Budivnytstvo v umovakh ushchilnenoї zabudovy. K.: Minrehionbud, 2008. 43 (in Ukrainian).
3. Boiko I.P. (2006) Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budivliamy z yikh osnovoiu [Features of the interaction of pile foundation uder high-rise buildings with their foundation]. *Osnovy i fundamenti: mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk.* K: KNUBA, Vyp. 30. 3-8 (in Ukrainian).
4. Boiko I.P., Sakharov V.O. (2008) Doslidzhennia vzaiemodii bahato-poverkhovykh budivel yak elementiv systemy «osnova–fundament-nadzemni konstruktsii» pry statychnykh ta dynamichnykh navantazhenniakh [Study of the interaction of multi-storage buildings as elements of the «soil base – foundation – above ground structures». *Budivelni kosntruktsii: mizhvid. nauk.-tekhn. Zb. Naukovykh prats (budivnytstvo).* K.: NDIBK, Vyp. 71. 69-75 (in Ukrainian).
5. Bondarieva L., Nosenko V., Malaman A. (2022) Vykorystannia 2D ta 3D modeliuвання dlia otsinky napruzhenodeformovanoho stanu pidpirnykh stinok skladnoi konfihuratsii [Use of 2D and 3D modeling to asses the stress-strain state of retaining walls of complex configuration]. *Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk «Osnovy ta fundamenti».* K.: KNUBA, Vyp.45. 9-21. DOI:10.32347/0475-1132.44.2022.67-78 (in Ukrainian).
6. Sakharov V.O. (2002). Otsinka vzaiemodii fundamentiv isnuiochoho budynku z osnovoiu pry vlashtuvanni kotlovanu [Evaluation of interaction of the foundations of existing buildings with foundation during the installation of a pit]. *Osnovy i fundamenti.* Vyp. 27. 113-123 (in Ukrainian).
7. Tsymbal S.I. (1973) Eksperymentalne doslidzhennia napruzhenoho stanu v osnovi modeli vysiachoi pali [Experimental study of stress state at the base of the hanging pile model]. *Respubl. mizhvidomchyi nauch.-tekhn. zb. Osnovy i fundamenti* Kyiv: Budivelnik, Vyp.6. 134-141 (in Ukrainian).
8. Ang, E.-C., Loehr J.E., Smith D.E. (2005) Numerical investigation of limit soil pressure for design of pile stabilized slopes. *Proc.11th*

International conf. of IACMAG. Torino. V.2., 319-326.

9. Cording E.J., Long J.H. (2001) Modeling and analysis of excavation – induced building distortion and damage using a strain-bases damage criterion. *Proc. Int. Conf. «Responce of building to excavation-induced ground movements»*, Imperial College. London, UK.

The influence of the protective screen on stress-strain state of surrounding buildings in zone of new constuction

Vitalii Ruchkivskyi

Summary. In this article, a study of the effectiveness of the use of a protective screen in densely built-up conditions was carried out. Based on numerical modeling, the impact of new construction on the stress-strain state of a three-story brick building was calculated. The problem was modeled in 2D and 3D settings with the input of the system "excavation structures of the pit - soil massif - protective screen - foundations of the existing building" At a distance of 4 m from the building, a pit with a depth of 6 m was excavated, as a fence of the pit, bored piles were used. The protective screen is made of piles of a metal pipe with a diameter of 159 mm, which was filled with concrete, the pitch of the piles was 0.2 m.

Two tasks were solved: the installation of a pit with a protective screen between the retaining wall and the existing building and without a protective screen. The behavior of the soil mass was modeled using the Hardening Soil Model. The calculation was carried out in stages. At the first stage, the initial natural stress-deformed state of the soil massif was created. At the next stage, the operating load was transferred to the foundation structures of the building, after which the resulting deformations were zeroed. Next, piles were installed and the pit was developed step by step (in parts with a depth of 2 m).

Regulatory documents declaring the limit values of additional deformations of bases and foundations in the area of compacted buildings and their dependence on the technical condition of the building were analyzed.

The main causes of the deformation of the surrounding buildings in zone of influence of the new construction and measures to minimize the negative impact on the existing buildings have been established.

It was found that the technology of piling the pit has a significant effect on the stress-strain state of the surrounding buildings. At the stage of drilling pile wells, additional subsidence of the foundations of the house is observed. The positive role of the protective screen in increasing the strength of the pit fence piles was also revealed.

It was established that the protective screen allows to avoid an increase in the stresses of the foundations of the existing building and to limit the zone of deformation that occurs as a result of construction works.

Key words. Protective screen, stress-strain state, pile, deformations, mutual influence, densely built-up territory.

Особливості числового моделювання гідрогеологічних умов ґрунтового масиву при влаштуванні котловану в програмному комплексі Plaxis

Максим Хоронжевський¹, Максим Мятко²

¹Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹khoronzhevskiy.ubp@gmail.com, orcid.org/0000-0001-5797-7304

²Проектна компанія АІММ
буд. 6, офіс 264, вул. Кадетський гай, Київ, Україна, 03037,
² info@dhc.global

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.161-172

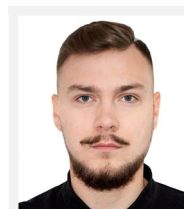
Анотація. Будівництво багатоповерхових цивільних споруд, особливо в центральних частинах міст нерідко супроводжується розвинутою підземною частиною, що вимагає виконання глибоких котлованів. Влаштування таких котлованів, досить часто, призводить до зміни гідрогеологічного режиму на ділянці будівництва та поруч з нею.

В даній роботі представлено порівняння напружено-деформованого стану системи «основа - огороження котловану», в залежності від способу моделювання гідрогеологічних умов.

Дослідження розділено на два етапи: визначення основних особливостей інструментарію програмного комплексу Plaxis для моделювання та визначення тисків порової води; створення числових моделей та виконання розрахунків. В першій частині розглянуто базовий принцип визначення напружень у водонасичених ґрунтах, типи розрахунку порового тиску, гідравлічні граничні умови та типи дренавання ґрунтів.

В рамках другої частини дослідження розроблено числові моделі в Plaxis 2D, на основі реального об'єкту та гідрогеологічної обстановки на ділянці зведення споруди. Описано два найбільш популярні підходи, щодо моделювання гідрогеологічних умов при сухій розробці ґрунту в котловані. Виконано покроковий розрахунок з врахуванням поетапності виїмки ґрунту в котловані і водозниження та влаштуванням утримуючих конструкцій за схемою передбаченою проектними рішеннями.

За результатами розрахунків продемонстровано відмінність в отриманих значеннях зусиль та горизонтальних переміщень підпірної стіни



Максим Хоронжевський
аспірант кафедри
геотехніки



Максим Мятко
CEO АІММ

для моделей, що були створені при використанні різних методів задання водно-геологічного стану основи.

З метою підвищення точності розрахунків та визначенню впливу водопроникності ґрунтів, виключено вплив стратиграфії основи, шляхом вирішення теоретичних задач з однорідним ґрунтовим масивом, складеним глинистими або піщаним ґрунтом з показниками фільтрації ґрунтових вод в широкому діапазоні ($k_x=k_y=0,001\dots 6$ м/добу). Спираючись на отримані результати, встановлено, що обидва підходи корелюють між собою у випадку наявності в основі слабо фільтруючих ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації $k=0,001\dots 0,05$ м/добу, розрахунки показали збіжність у переміщеннях та зусиллях підпірної стіни в таких схемах до 97,9-99,9%. Натомість при заляганні ґрунтів з високою проникною здатністю води ($k=0,4\dots 6$ м/добу), різниця в результатах становить до 56,5%.

Ключові слова. числове моделювання, гідрогеологічні умови, поровий тиск, граничні умови, утримуючі конструкції котловану.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В переважній більшості випадків пов'язаних з будівництвом заглиблених споруд, відзначається наявність ґрунтових вод під поверхню землі, які знаходяться в порах ґрунту та розломах скельних порід. Одним з найважливіших питань, що виникає при проектуванні глибоких котлованів є зміна гідрогеологічних режиму основи, що спричинений розробкою ґрунту та влаштуванням огорожувальних конструкцій котловану.

Фільтрація ґрунтових вод впливає на фізичні та механічні параметри ґрунту, і визначає його здатність витримувати навантаження від будівельних конструкцій. Таким чином, правильне визначення тиску ґрунтових вод та фільтраційних сил, які виникають внаслідок зміни рівня води в котловані, вимагає особливої уваги при розрахунках.

Сьогодні, прогресуючий розвиток комп'ютерного моделювання і зацікавленість інженерів-проектувальників у його можливостях, все більше заохочує нових користувачів до використання програмних комплексів. В теперішніх умовах важко уявити розрахунок основ, тим паче таких складних систем як «основа-огороження котловану» без використання методу скінченних елементів реалізованого в багатьох програмних комплексах. Та втім, нерідко, наявність в руках інструменту який не підвладний недосвідченому користувачу призводить до фатальних результатів.

Розповсюдженою помилкою є ігнорування ефекту фільтрації ґрунтової води або некоректного моделювання, що в свою чергу може призвести до втрати стійкості огороження котловану або інших небезпечних наслідків.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питанню розрахунків ґрунтів у водонасичених умовах присвячено багато робіт, в тому числі й фундаментальних, представлених найвидатнішими науковцями минулого й сьогодення в області геотехніки [1, 2]. Насамперед, велика увага приділяється

взаємодії скелету ґрунту з водою, дослідженням порових тисків та аналітичним розрахункам фільтраційних потоків підземних вод. Зокрема, результати цих досліджень було імплементовано в сучасні розрахункові програмні комплекси.

Одним з найбільш поширених серед інженерів-проектувальників є ПК Plaxis який відзначається інтуїтивно зрозумілим інтерфейсом та логічною послідовністю створення числової моделі. Також він надає широкий спектр моделей ґрунтів та інструментів для вирішення будь-яких геотехнічних задач. Для спрощення його використання інженерами було розроблено велика кількість мануалів [3] та рекомендацій розробниками програмного комплексу. Також, у статтях [5, 6] приділяється велика увага типовим помилкам, що припускають при використанні Plaxis 2D в розрахунках, однак незважаючи на ці роботи цей напрямок є ще недостатньо розкритий, і потребує подальших досліджень.

МЕТА РОБОТИ

Оцінити чисельні особливості розрахунку порових тисків, визначення гідравлічних граничних умов, типів дренажу ґрунтів, що доступні в програмному комплексі Plaxis. Визначити вплив різних способів моделювання гідрогеологічних умов на напружено-деформований стан основи та утримуючих конструкцій котловану на прикладі реального об'єкту.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка будівництва, на основі якої виконано дослідження знаходиться у нижній частині лівобережного схилу долини річки Либідь, міста Київ. Об'єкт будівництва являє собою багатоповерховий секційний житловий комплекс з підземним паркінгом, для виконання якого передбачено влаштування котловану глибиною до 10м. За проектом передбачено виконання огороження котловану шляхом комбінації укосів бортів котловану під кутом 35° та підпірної стіни з

бурових залізобетонних паль діаметром 820 мм з кроком 1,22м та довжиною 17,5м.

Гідроізоляція котловану забезпечена влаштуванням jet-паль в проміжку між палями до відмітки розташування слабо фільтруючих ґрунтів (ІГЕ-13).

За даними інженерно-геологічних вишукувань геологічна будова ділянки будівництва до глибини 42 метрів складається з на шарувань пісків, супісків, глин різної консистенції. Найменування ґрунтів та їх фізико-механічні властивості в умовах природнього залягання, що визначені методом статичного зондування та лабораторними методами наведено в табл.1, а на шарування ґрунтів показано на відповідних розрахункових перерізах. Також в таблиці представлено параметри, потрібні для числової моделі, визначені на підставі літератури та власного досвіду дослідника.

Так як основна увага в роботі зосереджена на числовому моделюванні гідрогеологічного режиму ділянки будівництва то в першій частині дослідження буде

розглянуто можливості та особливості інструментів програмного комплексу для визначення гідрогеологічних умов. В другій частині проведено порівняльний аналіз результатів при використанні різних типів розрахунку порових тисків та гідравлічних граничних умов.

Принцип ефективних напружень.

Однією з фундаментальних концепцій геомеханіки, що описує механічну поведінку пористого середовища такого як ґрунт є принцип ефективних напружень Терцагі. Він базується на ідеї, що ґрунт як пористе середовище, може бути розглянуто як двокомпонентну систему, що складаються з твердої фази (ґрунтових частинок) і рідинної фази (води або повітря). Цей принцип стверджує, що механічні властивості ґрунту визначаються ефективними напруженнями, які відображають різницю між повними напруженнями та тиском порової води у ґрунті.

Табл. 1. Фізико-механічні властивості ґрунтів
Table 1. Physical and mechanical soil parameters

Номер ІГЕ	Назва ґрунту (номенклатурна)	Щільність	Природна вологість	Число пластичності	Вологість на межі розкошування	Показник текучості	Коефіцієнт пористості	Ступінь водонасичення	Коефіцієнт фільтрації	Питома зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації		Power
		ρ	W	I_p	W_p	I_L	e	S_r	K_f	c	ϕ	E_{50}	E_{ur}	m
		г/см ³	(д.о.)	(д.о.)	(д.о.)	(д.о.)	(д.о.)	(д.о.)	м/добу	кПа	град	МПа	МПа	(д.о.)
Н	Насипний ґрунт - пісок, супісок з включенням будівельного сміття	1,65	-	-	-	-	0,69	0,19	6	-	-	12	36	-
2	Пісок середньої крупності середньої щільності, маловологий до насиченого водою	1,65	0,05	-	-	-	0,69	0,19	6	1	30	25	75	0,5
2щ	Пісок середньої крупності щільний, маловологий до насиченого водою	1,81	0,05	-	-	-	0,54	0,24	5	2	17	38	114	0,5
7	Супісок пластичний, з прошарками піску	1,92	0,23	0,05	0,18	1	0,72	0,86	0,4	11	19	10	40	0,6
8	Супісок пластичний до текучого, з прошарками піску, з включенням жорстви кристалічних порід	1,97	0,2	0,04	0,16	1	0,63	0,86	0,5	9	20	12	60	0,6
12a	Глина спонділова (мергель), з прошарками суглинку, напівтверда до тугопластичної	1,94	0,31	0,19	0,25	0,3	0,84	1	0,01	70	15	17	68	1
13	Глина спонділова (мергель) тверда	1,91	0,31	0,21	0,3	0,05	0,89	0,98	0,001	94	13	23	115	1
14	Суглинок піщанистий, напівтвердий	2,01	0,23	0,12	0,21	0,1	0,66	0,95	0,05	40	16	15	60	0,8

Даний принцип реалізований в ПК Plaxis і зокрема застосовується для аналізу того, як зміна тиску води призводить до зміни напружень в ґрунтах та відповідних деформацій ґрунту.

За Терцагі, повні напруження σ складаються з ефективних напружень σ' та тиску порової води u : [1]

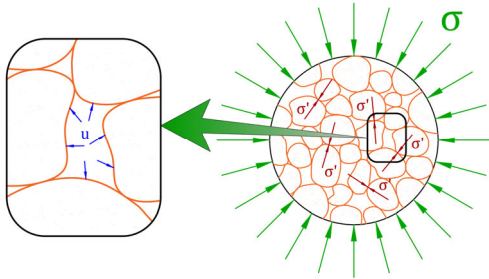


Рис.1. Принцип ефективних напружень за Терцагі
Fig.1. Tertsagi's principle of effective stresses.

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad \text{- повні напруження} \quad (1)$$

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad \text{- ефективні напруження} \quad (2)$$

Пізніше, Бішоп, ввів до порового тиску води матричне всмоктування, таким чином, формула набула вигляду [2]:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (3)$$

У ПК Plaxis [3] в рівнянні (1, 2) u_w позначається як активний поровий тиск p_{active} :

$$\sigma = \sigma' + p_{active} \quad (4)$$

При цьому використовується два припущення, що тиск повітря в порах u_a дорівнює нулю, а коефіцієнт матричного всмоктування в рівнянні (3), визначається як $\chi = S_{eff}$. В результаті чого, активний поровий тиск (p_{active}) визначається як ефективне водонасичення помножене на поровий тиск води (p_{water}).

$$p_{active} = S_{eff} \cdot p_{water}, \quad (5)$$

де ефективний ступінь водонасичення S_{eff} є нормованим коефіцієнтом, що містить фактичний ступінь водонасичення S в

ґрунті, залишковий ступінь водонасичення S_{res} і повністю водонасичений ступінь S_{sat} .

$$S_{eff} = \frac{S - S_{res}}{S_{sat} - S_{res}} \quad (6)$$

У випадку, коли $S = 1.0$; $S_{sat} = 1.0$ і $S_{res} = 0$, тобто повне водонасичення ґрунту, ефективний ступінь водонасичення S_{eff} дорівнює 1.0, таким чином, активний поровий тиск (p_{active}) співпадає з поровим тиском води (p_{water}), натомість, коли ступінь водонасичення менше одиниці, а це зазвичай буває вище рівня ґрунтових вод то поровий тиск води (p_{water}) відмінний від активного порового тиску (p_{active}) [2].

Поровий тиск води (p_{water}) в свою чергу поділяється на поровий тиск в стаціонарному стані (p_{steady}) та надлишковий поровий тиск (p_{excess}):

$$p_{water} = p_{steady} + p_{excess} \quad (7)$$

Стаціонарний поровий тиск (p_{steady}) вважається вихідною компонентою та відомий до початку деформаційного аналізу, в той час як надлишковий поровий тиск (p_{excess}) виникає в результаті зміни напружень в недренованих матеріалах та є результатом деформаційного або консолідованого аналізу. Зміна напружень в ґрунтах може бути наслідком додаткового навантаження на основу, розвантаження або зміни гідрогеологічних умов.

Типи розрахунку порового тиску

Оскільки, в попередньому розділі було визначено, що стаціонарний поровий тиск (p_{steady}) є вихідними даними для деформаційного аналізу, розглянемо за допомогою яких способів він може бути згенерований. Для цього, в Plaxis може бути вибрано відповідний тип розрахунку порового тиску (*pore pressure calculation type [PPCT]*):

1. *Фреатичний (Phreatic [PHR])*. При використанні цього способу в схемі задають *глобальний рівень води (Global water level)* та призначають *водні умови (water conditions)* кластерам розрахункової моделі. Розрахунок стаціонарного порового тиску (p_{steady}) в

активних кластерах відбувається на основі заданого рівня ґрунтових вод та відповідних водних умов. В неактивних кластерах в залежності від їх водних умов може бути згенерований "зовнішній" тиск води на модель, на межі між активним та неактивним кластером. Якщо необхідно виключити поровий тиск в певних кластерах, для них використовують опцію «Сухий» (*Dry*). Використання опції «Інтерполювати» (*Interpolate*) дозволяє виконати лінійну інтерполяцію порового тиску зверху до низу в межах заданого полігону ґрунту, враховуючи тиски порової води в сусідніх кластерах.

2. *Стаціонарний потік ґрунтових вод (Steady state groundwater flow [SSGWF])*. Розрахунок стаціонарного порового тиску (*p_{steady}*) методом SSGWF розраховується за допомогою потоку підземних вод із заданими параметрами потоку та гідравлічними граничними умовами. В аналізі SSGWF граничні умови потоку визначають, де порова вода може вливатися в ґрунт або витікати з нього, таким чином, впливаючи на загальний поровий тиск в цьому випадку. При чому, використання даного способу вимагає призначення ненульової проникності в наборі даних матеріалів для ґрунту. Потік води у *водонасичених* ґрунтах зазвичай описується за допомогою закону Дарсі, а рівняння рівноваги для потоку ґрунтових вод має вигляд [3]:

$$\nabla p_w + p_w \underline{g} + \underline{\varphi} = 0 \quad (8)$$

Інші типи розрахунку порового тиску, такі як: *Використання тиску з попередньої фази (Use pressure from previous phase [UPPP])* та *Перехідний потік підземних вод (Transient groundwater flow [TGWF])*, для вирішення такого роду задач не є прийнятними, оскільки в першому варіанті поровий тиск приймається з попередньої фази, а не розраховується, що не коректно для етапу з деактивованими кластерами, а другий доступний лише, якщо для початкової фази обрано тип розрахунку *Тільки потік (Flow only)*.

Граничні умови потоку ґрунтових вод.

Для вибору поведінки граничних умов потоку ґрунтових вод в Plaxis доступний широкий спектр опцій, які можна обрати в залежності від специфіки задачі:

Просочування (Seepage) – це межа через яку вода може просочуватись, зазвичай використовується для поверхні землі вище рівня ґрунтових вод

Закритий (Closed) – означає, що через цей контур потік ґрунтових вод не відбувається. Цей тип граничних умов задає нульовий потік Дарсі на границі:

$$\underline{q} \cdot \underline{n} = q_x n_x + q_y n_y + q_z n_z = 0 \quad (9)$$

Напір (Head) – може бути заданий на додаток до автоматичного встановлення гідравлічних умов на основі рівня ґрунтових вод. Якщо напір ґрунтових вод задано на зовнішньому контурі моделі то для цього контуру буде згенеровано зовнішній тиск води, яке при аналізі деформацій буде розглянуто як навантаження.

Притік (Inflow) та *Відтік (Outflow)* – приплив та відплив води до моделі через межу, за встановленими параметрами.

Інфільтрація (Infiltration) – може бути задано вручну геометричним контурам моделі вище рівня води для генерації граничних умов інфільтрації від опадів [4].

Тип дренавання ґрунтів.

Plaxis надає можливість обирати серед декількох типів дренавання ґрунту, що описують взаємодію скелету ґрунту і води у водонасиченому стані. Перший з них називається «Дренований» (*Drained*), і при його використанні в ґрунті не відбувається розвитку надлишкових порових тисків, другий – «Непористий» (*Non-porous*), що теж немає порового тиску води та три типи недренованих, які мають назву *Undrained A*, *Undrained B* та *Undrained C*.

Останні три типи дозволяють провести аналіз недренованих ґрунтів при пластичному розрахунку, при чому для *Undrained A* та *Undrained B* розрахунок виконується

виходячи з ефективних, а для Undrained C з повних напружень. Так як поведінка ґрунту завжди визначається ефективними напруженнями, то тип *Undrained A* є кращим для розрахунку недренованої поведінки глинистих ґрунтів, що дозволяє достатньо точно спрогнозувати надлишковий поровий тиск в основі. Однак, слід зазначити, що при використанні моделі ґрунту *Кулона-Мора (Mohr-Coulomb)* варто з обачністю використовувати даний тип дренажування, так як він може завищити величину опору зсуву [5].

ЧИСЛОВА МОДЕЛЬ

У попередньому розділі було розглянуто наявні гідравлічні граничні умови, проведено аналіз недренованих ґрунтів та типів розрахунку. Ці параметри використано в даному розділі для створення числової моделі та аналізу впливу гідрогеологічних умов при влаштуванні глибокого котловану з водозниженням. Зокрема розглянуто різні методи моделювання гідрогеологічних умов та їх вплив на напружено-деформований стан основи та утримуючих конструкцій котловану.

Числова модель створена в програмному комплексі Plaxis 2D з геометричною конфігурацією та параметрами матеріалів, що

відповідають реальним умовам. Модель має розміри 70,0 м в ширину та 37,5 м в глибину. Ширина котловану становить 35 м в межах від краю моделі до конструкцій огородження та 10,2 м в глибину від рівня планування будівельного майданчика. Використовується плоска деформаційна модель з 15 вузловими скінченними елементами.

Нашарування ґрунтів задано відповідно до інженерно-геологічних вишукувань з характеристиками визначеними польовими (статичне зондування) та лабораторними випробуваннями. Ґрунтові води залягають на глибині 6,0...6,5 м від поверхні рельєфу.

Прийнята модель деформування ґрунтів - Hardening soil model (HSM), дана модель дозволяє враховувати зміну жорсткості при зміні рівня напруги в ґрунті. Всім типам глинистих ґрунтів присвоєно тип дренажування *Undrained A*, піщаним – *Drained*. Система утримуючих конструкцій котловану являє собою підпірну стіну з бурових залізобетонних паль діаметром 820 мм, довжиною 17,5 м та розпірки на рівні верху підпірної стіни з труби 720x10. Елементам утримуючих конструкцій котловану присвоєно матеріали з відповідними характеристиками залізобетону та сталі з лінійно-пружною моделлю деформування.

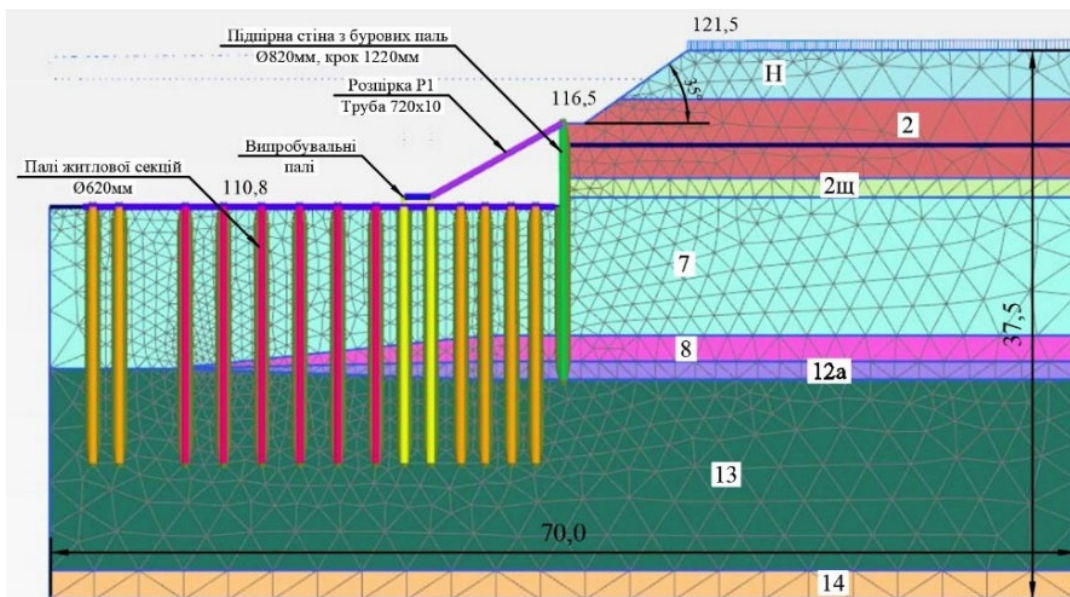


Рис.2. Плоска скінченно-елементна модель в Plaxis 2D

Fig.2. Flat finite element model in Plaxis 2D

При розрахунку враховано поетапність розробки ґрунту в котловані та влаштування конструкцій за схемою передбаченою проектними рішеннями. Для генерації природних напружень в початковому масиві ґрунту використано процедуру гравітаційного навантаження *Gravity loading procedure*, що є коректним у випадку наявності схилу чи похилих шарів ґрунту або рівня ґрунтових вод. На наступних етапах використано тип розрахунку *Пластичний (Plastic)* для проведення пружно-пластичного деформаційного аналізу, при якому не враховується зміна порового тиску з часом.

Взявши до уваги інженерно-геологічні умови та конструктивні особливості огороження котловану можна вважати, що підпірна стіна являє собою ідеальну протифільтраційну завісу (ПФЗ), оскільки її нижня відмітка розташована у водонепроникному шарі ґрунту. Це означає, що на огороження котловану з різних сторін діють різні за величиною тиски ґрунтових вод.

Проаналізувавши літературні джерела [5] та відеоматеріали від розробників програмного комплексу, серед інших, виділено два найбільш коректних підходи до моделювання гідрогеологічних умов, що зустрічаються в проектній практиці при розв'язанні такого роду задач, які й було використано при створенні числової моделі:

▪ В першому підході для задання рівня ґрунтових вод використовують так званий *z-метод*. Для цього, проводять ламану лінію, що складається з горизонтальної ділянки на глобальному рівні ґрунтових вод (*global water level*) в межах частини моделі, де не передбачається розробка ґрунту, похилої лінії на точку, що розташована на огороженні котловану до позначки планованого рівня ґрунтових вод з боку котловану та горизонтальної ділянки в межах котловану на цій же позначці. Криву депресії за межами котловану Plaxis розраховує автоматично, на основі даних водопроникності геологічних елементів. На контакті конструкцій огороження та ґрунту в режимі умов потоку (*flow conditions*) задають інтерфейси, для моделювання водонепроникних структурних елементів. На контурі дна та центральній лінії симетричної моделі назначають гідравлічні граничні умови «Закрито» (*Closed*).

Розрахунок порового тиску (*pore pressure calculation*) виконано на основі стаціонарного потоку підземних вод (*steady state groundwater flow*) по моделі Ван Генухтена класифікації ґрунтів HYPRES з урахуванням коефіцієнтів фільтрації визначених при інженерно-геологічних вишукуваннях.

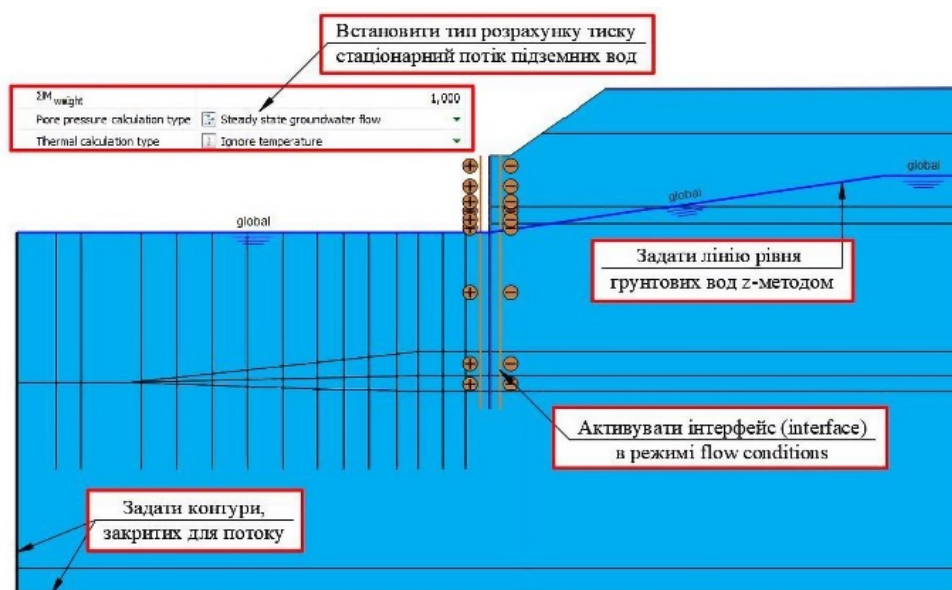


Рис.3. Алгоритм дій для задання гідрогеологічних умов, що використовується при першому підході.
Fig.3. Algorithm of actions for setting hydrogeological conditions which used in the first method.

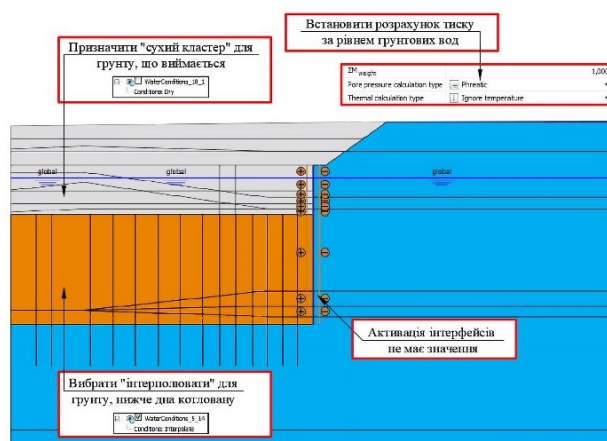


Рис.4. Алгоритм дій для задання гідрогеологічних умов, що використовується у другому підході.
 Fig.4. Algorithm of actions for setting hydrogeological conditions which used in the second method.

У другому підході, для випадку ідеальної ПФЗ припускають, що потік ґрунтових вод не відбувається і наявність інтерфейсів на контакті огороження в режимі умов потоку не має значення. Моделювання зневоднення котловану виконують шляхом призначення кластерам ґрунту, що виймається, водних умов – «Сухий» (*Dry*), а для того, щоб уникнути різкого стрибка в розподілі порового тиску в межах нижньої частини огороження, кластерам нижче дна котловану призначають – «Інтерполювати» (*Interpolate*). Розрахунок порового тиску виконують на основі рівня ґрунтових вод (*Phreatic level*).

Після визначення необхідних специфікацій щодо гідрогеологічних умов та призначенням їх числовим моделям, виконано покроковий розрахунок виїмки котловану та порівняльний аналіз отриманих результатів для двох розглянутих моделей.

В табл. 2 показано результати порівняння напружено-деформованого стану огороження котловану, представленого

розрахунковими максимальними зусиллями та горизонтальними переміщеннями визначеними в осьовому перерізі підпірної стіни та дані геодезичного моніторингу.

На рисунку 5 представлено розподіл стаціонарних порових тисків (p_{steady}) в масиві ґрунту та тиск на підпірну стіну для двох способів їх генерації. Попри схожу кількісну оцінку, можна спостерігати певну розбіжність щодо якісної оцінки результатів.

Також, варто зазначити, що у другій числовій моделі, максимальний стаціонарний поровий тиск на нижню частину підпірної стіни після останнього етапу розкопки, зі сторони котловану, становить 160,0 кН/м² (Рис. 5), що відповідає початковому стану ґрунтових вод, насамперед це пов'язано з тим, що для моделювання водозниження, кластерам моделі нижче дна котловану, було призначено опцію «*Interpolate*», для якої і було виконано лінійну інтерполяцію порового тиску прийнявши значення з суміжного нижнього кластеру.

Табл. 2. Результати розрахунків
 Table 2. Calculation results

Спосіб моделювання ГУ	Тип розрахунку порового тиску [PPCT]	Максимальні горизонтальні переміщення ПС, U_x	Максимальний згинальний момент в ПС, M_y	Максимальна поперечна сила в ПС, Q
№	[-]	[мм]	[кНм/м]	[кН/м]
1	Steady state groundwater flow [SSGWF]	249,4	578,7	294,7
2	Phreatic [PHR]	326,8	545,7	334,8
Розбіжність результатів числових моделей		23,7%	-6,0%	12,0%
Геодезичний моніторинг		314,7		

На рисунку 6 представлені епюри згинальних моментів, поперечної сили та горизонтальних деформацій по всій довжині палі. Можемо чітко спостерігати схожість загального характеру епюри, однак є певна відмінність в кількісних результатах.

Максимальний згинальний момент у першій числовій моделі дорівнює 578,7 кНм/м, а у випадку другої моделі 545,7кНм/м. Максимальні поперечні сили для двох випадків мають розбіжність в результатах до 12%, але найбільша різниця в результатах спостерігається для горизонтальних переміщень і становить 23,7%.

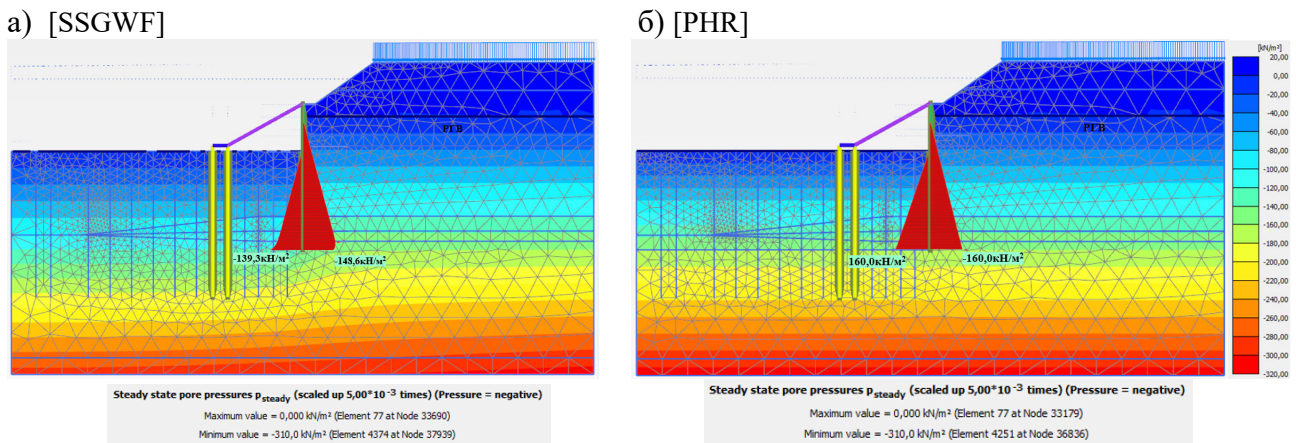


Рис.5. Стаціонарний поровий тиск (p_{steady}), кН/м² для: а) 1 [SSGWF]; б) 2 [PHR]
 Fig.5. Steady state pore pressure (p_{steady}), кН/м² for: а) 1 [SSGWF]; б) 2 [PHR]

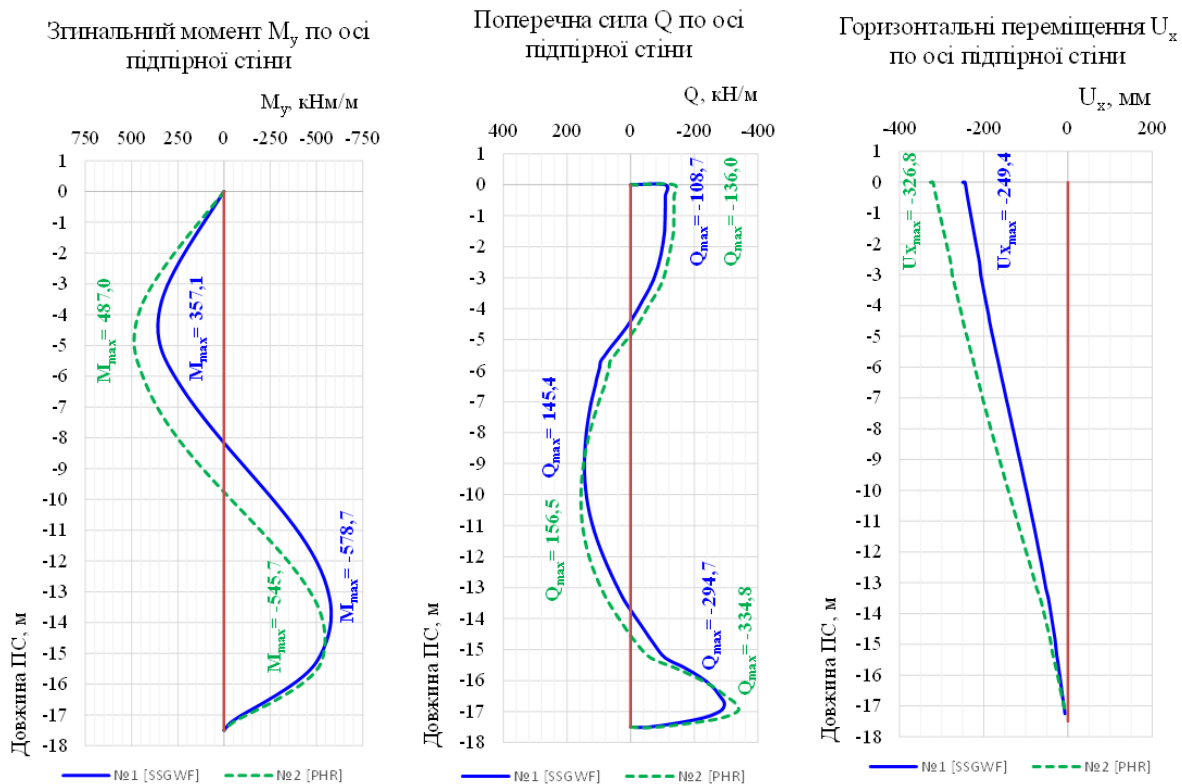


Рис.6. Епюри згинальних моментів M_y , поперечних сил Q та горизонтальних переміщень U_x в ПС.
 Fig.6. Plots of bending moments M_y , shear forces Q and horizontal displacements U_x in the RW.

Для мінімізації впливу нашарувань ґрунтів на результати розрахунків та визначення впливу фільтраційних властивостей глинистих ґрунтів, було проведено додаткові розрахунки теоретичних задач з однорідним ґрунтовим масивом. Було розглянуто 8 числових моделей з аналогічними конструктивними параметрами котловану, для чотирьох типів ґрунтів, що було представлено в попередніх розрахунках, таких як: ПГЕ-13 (Глина тверда), ПГЕ-14 (Суглинок напівтвердий), ПГЕ-8 (Супісок пластичний) та ПГЕ-2 (Пісок середньої крупності). Характеристики ґрунтів ідентичні попереднім моделям. Для кожного ґрунту виконано моделювання гідрогеологічних умов за двома підходами. Для розрахунку кривої депресії та стаціонарного рівня ґрунтових вод у моделях складених ґрунтами з високим коефіцієнтом фільтрації було прийняте рішення збільшити ширину для всіх моделей праворуч на 70м. Таким

чином загальний розмір моделі склав 140x37,5м

Порівняльний оцінка результатів розрахунку для різних ґрунтів базувалася на пікових значеннях зусиль та деформацій підпірної стіни. Вихідні умови та результати розрахунків представлені в табл.3.

Аналізуючи отримані величини переміщень та зусиль, можна помітити, що для глинистих ґрунтів з коефіцієнтами фільтрації $k_x=k_y=0,001\dots 0,05$ м/добу розбіжність становить 0,1-2,1%, тобто знаходиться в межах похибки, проте для піщаного ґрунту та супіску результати різняться до 56,5%. Таким чином можна зробити висновок, що обидва підходи до моделювання гідрогеологічних умов, можуть бути коректними, для основи складеної слабо фільтруючими ґрунтами, при наявності фільтраційного потоку ґрунтових вод, моделі не корелюють між собою.

Табл. 3. Результати розрахунків для моделей з однорідним ґрунтом
Table 3. Calculation results for models with homogeneous soil

Спосіб моделювання ГУ	Однорідний ґрунт	Тип дренавання ґрунту	Коефіцієнт фільтрації, $k_x=k_y$	Тип розрахунку [СТ]	Тип розрахунку порового тиску [PPCT]	Максимальні горизонтальні переміщення ПС, U_x	Максимальний згинальний момент в ПС, M_y	Максимальна поперечна сила в ПС, Q
№	[ПГЕ]	[-]	[м/добу]	[-]	[-]	[мм]	[кНм/м]	[кН/м]
1	ПГЕ-13 Глина тверда	Undrained A	0,001	Plastic [PL]	Steady state groundwater flow [SSGWF]	19,5	194,5	106,5
2	ПГЕ-13 Глина тверда	Undrained A	0,001	Plastic [PL]	Phreatic [PHR]	19,24	198,7	106,3
Розбіжність результатів числових моделей						1,3%	2,1%	0,2%
1	ПГЕ-14 Суглинок напівтвердий	Undrained A	0,05	Plastic [PL]	Steady state groundwater flow [SSGWF]	69,2	311,7	133,8
2	ПГЕ-14 Суглинок напівтвердий	Undrained A	0,05	Plastic [PL]	Phreatic [PHR]	69,02	311,3	133,7
Розбіжність результатів числових моделей						0,3%	0,1%	0,1%
1	ПГЕ-8 Супісок пластичний	Undrained A	0,4	Plastic [PL]	Steady state groundwater flow [SSGWF]	236,1	530	172,2
2	ПГЕ-8 Супісок пластичний	Undrained A	0,4	Plastic [PL]	Phreatic [PHR]	529	746,8	192,3
Розбіжність результатів числових моделей						55,4%	29,0%	10,5%
1	ПГЕ-2 Пісок	Drained	6	Plastic [PL]	Steady state groundwater flow [SSGWF]	57,43	358,4	115,7
2	ПГЕ-2 Пісок	Drained	6	Plastic [PL]	Phreatic [PHR]	132,1	575,3	167,3
Розбіжність результатів числових моделей						56,5%	37,7%	30,8%

ВИСНОВКИ

Визначено основні специфікації для задання гідрогеологічного режиму основи, що доступні в програмному комплексі Plaxis. Розглянуто властивості гідравлічних граничних умов, типів розрахунку порового тиску та особливості створення числової моделі при використанні двох підходів, щодо моделювання гідрогеологічних умов.

Представлено результати розрахунків при використанні даних реального об'єкту будівництва для двох числових моделей. Показано, що розподіл стаціонарних порових тисків (p_{steady}) в основі попри схожу кількісну оцінку, має певну відмінність щодо якісної оцінки, при різних способах їх генерації. Також встановлено розбіжність у розрахункових зусиллях підпірної стіни, так значення максимального згинального моменту для першої числової моделі становить 578,7 кНм/м, а у випадку другої моделі 545,7кНм/м. Найбільшу різницю в результатах розрахунку можна спостерігати для горизонтальних переміщень ПС, яка становить до 23,7%.

При виконанні теоретичних задач з однорідною основою, встановлено, що попри різні способи моделювання гідрогеологічних умов та типу розрахунку порового тиску, результати збігаються, коли в основі залягають слабо фільтруючі ґрунти. Так, для масиву складеного глинистими ґрунтами з коефіцієнтами фільтрації $k_x=k_y=0,001\dots 0,05$ м/добу розбіжність у визначених зусиллях та переміщеннях підпірної стіни становить до 2,1%.

Однак при наявності фільтраційного потоку ґрунтових вод, який можливий у ґрунтах з високим показником фільтрації, моделі не корелюють між собою, а відмінність у результатах розрахунку становить до 56,5% для горизонтальних переміщень та до 37,7% для зусиль підпірної стіни.

ЛІТЕРАТУРА

1. Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics, *New York, John Wiley & Sons, Inc.* – 1943 – 248p.
2. Bishop, A.W. & Blight, A.K.G. Some aspects of effective stress in saturated and partially saturated soils. *Géotechnique*, - 1963 - 13: 177-197.
3. Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. Plaxis 2D Reference Manual 2018, Tutorial Manual, Reference Manual, *Delft University of Technology, The Netherlands.* – 2018 – 55-64.
4. Galavi V. Groundwater flow, fully coupled flow deformation and undrained analyses in Plaxis 2D and 3D; *Internal Report, Delft, Plaxis.* – 2010.
5. Gouw Dr, Tjie-Liong. Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems. 9. – 2014. - 8291-8311.
6. Gouw, Tjie-Liong. Deep Excavation Failures, Can They Be Prvented. *Proc. International Symposium on Sustainable Geosynthetics and Green Technology for Climate.* – 2012. – 342-357.

REFERENCES

1. Terzaghi K., (1943) Theoretical Soil Mechanics, *New York, John Wiley & Sons, Inc.* 248.
2. Bishop, A.W. & Blight, A.K.G. (1963). "Some aspects of effective stress in saturated and partially saturated soils". *Géotechnique*, 13: 177-197.
3. Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. (2018). Plaxis 2D Reference Manual 2018, Tutorial Manual, Reference Manual, *Delft University of Technology, The Netherlands.* 55-64.
4. Galavi V. (2010). Groundwater flow, fully coupled flow deformation and undrained analyses in Plaxis 2D and 3D; *Internal Report, Delft, Plaxis.*
5. Gouw Dr, Tjie-Liong. (2014). Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems. 9. 8291-8311.
6. Gouw, Tjie-Liong. (2012). Deep Excavation Failures, Can They Be Prvented. *Proc. International Symposium on Sustainable Geosynthetics and Green Technology for Climate.* – 342-357.

Features of the numerical modeling of the hydrogeological conditions of the soil massive during the excavation of the pit in the Plaxis software complex

*Maksym Khoronzhevskiy
Maksym Miatko*

Summary. The construction of multi-storey civilian buildings, especially in the central districts of cities, is often accompanied by a developed underground part, which requires deep pits. The construction of such pits often leads to a change in the hydrogeological condition at and near the construction site.

This paper presents a comparison of the stress-strain state of the "base - pit enclosure" system, depending on the method of modeling hydrogeological conditions.

The study is divided into two stages: determination of the main features of the Plaxis software complex toolkit for modeling and determining pore water pressures; creating of numerical models and performing calculations. . The first part of the study describes the basic principle of determining stresses in saturated soils, pore pressure calculation types, hydraulic boundary conditions, and types of soil drainage.

In the second part of the study, the numerical models were developed in Plaxis 2D, based on the real object and hydrogeological conditions at the construction site. The two most popular methods for modeling hydrogeological conditions during dry excavation in the pit are described. A step-by-step calculation is performed taking into account the stages of excavation in the pit and dewatering and the construction of retaining structures according to the scheme provided by the design solutions.

The results of the calculations demonstrate the difference in the obtained values of forces and horizontal displacements of the retaining wall for models created using different methods of setting the hydrogeological conditions of the base.

In order to improve the accuracy of calculations and determine the impact of soil permeability, the impact of the stratigraphy of the base was excluded by solving theoretical problems with a homogeneous soil massif composed of clay or sandy soil with groundwater filtration rates in a wide range ($k_x=k_y=0.001...6\text{m/day}$). Based on the results obtained, it was found that both methods correlate with each other in the case of the presence

of poorly filtering soils with a filtration coefficient of $k=0.001...0.05\text{ m/day}$, the calculations demonstrated similarity in the displacements and forces of the retaining wall in such schemes up to 97.9-99.9%. Instead, in the case of soils with high water permeability ($k=0.4...6\text{ m/day}$), the difference in results is up to 56.5%.

Key words. numerical modeling, hydrogeological conditions, pore pressure, boundary conditions, foundation pit enclosure structures

ДЛЯ НОТАТОК

ДЛЯ НОТАТОК

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 46

Заснований 1968 року

Статті публікуються в авторській редакції

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

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

Лінгвістичний консультант: Людмила Бондарева
Комп'ютерне верстання: Василь Підлуцький
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 26.06.2023. Формат 60x84^{1/8}.
Папір офсетний. Гарнітура Times New Roman.
Ум. друк. арк. 0,00. Обл.-вид. арк. 0,00.
Тираж 100 прим.

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

Scientific edition

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 46

Established in 1968

Articles are published in the author's edition

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

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

Linguistic consultant:	Liudmyla Bondareva
Computer typesetting:	Vasyl Pidlutskyi
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 26.06.2023. Format 60x84¹/₈.
Offset paper. Times New Roman headset.
Conditional printed sheet 0,00. Accounting and publishing sheet 0,00.
Circulation of 100 copies.

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

