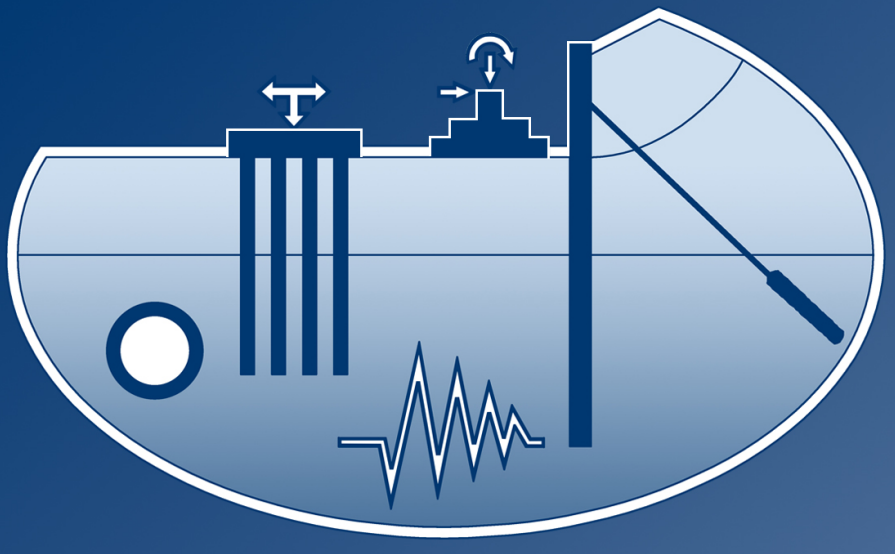
DOI:10.32347/0475-1132.50.2025

ISSN 0475-1132 (PRINT)

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
95 років

KYIV NATIONAL UNIVERSITY OF CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE
95th anniversary



ПРАЦІ XI УКРАЇНСЬКОЇ КОНФЕРЕНЦІЇ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ І ГЕОТЕХНІКИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

BASES AND FOUNDATIONS

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ ЗБІРНИК

SCIENTIFIC AND TECHNICAL JOURNAL

ВИПУСК 50 ISSUE

2025

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 50

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2025

Наукове видання
ISSN 0475-1132 (Print)

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 4038 від 14.02.2000

Науково-технічний збірник **«Основи та фундаменти»**. Випуск 50. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2025. 337 с. DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025

У збірнику опубліковано матеріали доповідей XI української конференції механіки ґрунтів і геотехніки та 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
Людмила Бондарева,	Україна - відп. секретар	Олександр Сахаров,	Україна
Віктор Носенко	Україна	Володимир Сєдін,	Україна
Юрій Винников,	Україна	Олександр Трофимчук,	Україна
Михайло Дубровський,	Україна	Вальдемар Шайна,	Польща
Микола Корнієнко,	Україна	Рольф Катценбах,	Німеччина

Рекомендовано до видання рішенням Вченої ради Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол № 32 від 25.04.2025 року.

Редактор набору: Людмила Бондарева
Дизайн обкладинки: Віталій Ручківський
Лінгвістичний консультант: Тетяна Диптан

УДК 624.15
ББК 38.58
О-75
© Київський Національний університет будівництва і архітектури, 2025

Адреса редакції: к.109, к.121, КНУБА, просп. Повітряних Сил, 31, Київ, Україна, 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 50

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2025

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Sertificate of state registration
КВ № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal **«Bases and Foundations»**. Issue 50. Edited by Igor Boyko. K. KNUCA, 2025. 330 p. DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025

The journal contains the materials of the reports of the XI Ukrainian Conference of Soil Mechanics and Geotechnics and articles on topical challenges of geotechnics. There are the results of interaction betwin 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 - managing editor	Volodymyr Sakharov,	Poland
Liudmyla Bondareva,	Ukraine - executive secretary.	Oleksandr Sakharov,	Ukraine
Viktor Nosenko	Ukraine	Volodymyr Sedin,	Ukraine
Yuriy Vynnykov,	Ukraine	Oleksandr Trofymchuk,	Ukraine
Michael Doubrovsky,	Ukraine	Waldemar St Szajna,	Poland
Mykola Kornienko,	Ukraine	Rolf Katzenbach,	Germany

Recommended for publication by the resolution of the Academic Council of the Kyiv National University of Construction and Architecture, protocol No. 32 from 25.04.2025

Typeset: Liudmyla Bondareva
Cover design: Vitalii Ruchkivskyi
Linguistic consultant: Tetiana Dyptan

UDK 624.15
BBK 38.58
O-75
© Kyiv National University of Construction and Architecture, 2025

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

ПЕРЕДМОВА

Київський національний університет будівництва і архітектури, який у 2025 році відзначає своє 95-річчя з дня заснування, щиро вітає учасників XI Української конференції з механіки ґрунтів і геотехніки, що проходить за участі провідних іноземних фахівців.

Ми зібралися у складний для нашої держави час, коли Україна змушена протистояти повномасштабній агресії з боку російської федерації. Незважаючи на ці обставини, конференція має на меті обговорити перспективи підготовки фахівців у галузі геотехніки з урахуванням сучасних викликів, а також обмінятися досвідом, напрацьованим у попередні роки.

Особливої актуальності набуває питання відновлення зруйнованих будівель і споруд. Це потребує попередньої діагностики стану несучих конструкцій для прийняття зважених рішень: чи здійснювати відновлення, чи демонтувати об’єкт і будувати новий. Для цього важливо мати відповідну матеріально-технічну базу для визначення реального стану конструкцій і ґрунтів основ.

Також постає завдання актуалізації нормативної бази з проектування та будівництва надійних і ефективних будівель і споруд. Сьогодні ми спостерігаємо перехід від традиційного підходу до розрахунку окремих конструктивних елементів до числового моделювання взаємодії у системі «основа - фундамент - будівля». Особливо важливою в цій системі є складова «основа», адже її характеристики залежать не лише від природного стану, а й від впливів - минулих, теперішніх і потенційно майбутніх, - які завжди є індивідуальними для кожного об’єкта.

У цьому збірнику представлено основні матеріали доповідей та наукових праць конференції.

Запрошуємо всіх учасників до активної дискусії та обміну досвідом!

Ігор БОЙКО,
д.т.н., професор, професор кафедри геотехніки,
голова наукового комітету XI-ї української конференції механіки ґрунтів і геотехніки

ІСТОРИЧНІ КРОКИ КАФЕДРИ ГЕОТЕХНІКИ КНУБА

Кафедра геотехніки (раніше - основ і фундаментів) була заснована у 1945 році як загальноосвітня кафедра. У 2025 році вона відзначає своє 80-річчя з дня заснування.

У 1965 році кафедра отримала статус випускової - вперше серед вищих навчальних закладів колишнього Радянського Союзу як кафедра, що здійснює підготовку фахівців у галузі геотехніки. У 1970 році на кафедрі проходили стажування викладачі з вищих навчальних закладів Радянського Союзу та інших країн, зокрема зі США (Мічиганський університет), Болгарії, Польщі, НДР (Веймарська вища школа будівництва й архітектури) та ін.

Починаючи з 1968 року, кафедра видає науково-технічний збірник «Основи та фундаменти», 50-й випуск якого Ви зараз тримаєте в руках.

Сьогодні кафедра впроваджує сучасні програми підготовки фахівців у галузі геотехніки, доповнюючи їх факультативними курсами за вибором студентів. Щорічно понад 20 студентів бакалаврату й магістратури, як денної, так і заочної форми навчання, виконують дипломні проєкти на базі кафедри. Крім того, 3–5 аспірантів щороку працюють над дисертаційними дослідженнями. За ініціативою декана архітектурного факультету, до навчального процесу було повернуто курси «Основи і фундаменти» для майбутніх архітекторів, а також включено геотехнічні розділи до дипломних проєктів.

Фахівці кафедри геотехніки в різні роки залучалися до роботи над важливими об’єктами, зокрема: експериментальні дослідження параметрів фундаментів нового конфайнменту ЧАЕС; проєктування фундаментів стартового комплексу космодрому в Бразилії; проєктування мостів через р. Дніпро (Подільсько-Воскресенський та Південний у Києві); міст через р. Десна в Чернігові; розрахунки фундаментів експериментальних висотних будівель; проєктування глибоких котлованів в умовах щільної міської забудови; інженерний захист об’єктів критичної інфраструктури; науково-технічний супровід проєктування й будівництва інших складних об’єктів.

Кафедра також виконала значний обсяг робіт зі збереження пам’яток архітектури та культури X–XIX століть. Серед них — Успенські собори в Києві, Каневі та с. Зимне (Волинська обл.), Михайлівський Золотоверхий собор у Києві, а також понад 40 інших об’єктів історичної спадщини.

На кафедрі розроблено методику розрахунку геотехнічних об’єктів шляхом числового моделювання взаємодії елементів системи «основа - фундамент - будівля», що дозволяє підвищити надійність і економічність проєктних рішень.

Сьогодні колектив кафедри активно працює над удосконаленням навчальних курсів, впроваджуючи імітаційне моделювання геотехнічних об’єктів та будівельних конструкцій, розробляє нові методичні матеріали й розв’язує актуальні наукові проблеми в галузі геотехніки - з упевненістю дивлячись у майбутнє.

Ігор БОЙКО,
д.т.н., професор, професор кафедри геотехніки
Заслужений діяч науки і техніки України

ЗМІСТ

Ігор БОЙКО
Особливості взаємодії плитних фундаментів значних розмірів з ґрунтовою основою 9-12
Ігор БОЙКО, Олександр ГАВРИЛЮК, Остап КАШОЇДА, Вероніка ЖУК
Взаємодія фундаментів із бурових паль з основою 13-20
Людмила БОНДАРЕВА, Василь БЕГАН
Особливості будови карпатського фліщу та сучасні методи оцінки його фізико-механічних властивостей 21-31
Юрій ВИННИКОВ, Максим ХАРЧЕНКО, Олексій КІЧАСОВ, Валентин МАРЧЕНКО
Особливості роботи силосів за складних геотехнічних умов 32-44
Ірина ВІКТОСЕНКО, Михайло ДОВБНІЧ
Тиксотропні властивості намивних ґрунтів хвостосховищ – геофізичні критерії прогнозу 45-54
Сергій ГОЛОВКО, Євгеній БАУСК, Олексій ГОЛОВКО, Олександр ХАРЧЕНКО
Результати експериментальних досліджень деформацій ґрунтових основ великорозмірних фундаментів при позацентрових навантаженнях 55-63
Дмитро ДМИТРІЄВ, Сергій КУРАШ
Виконання будівельного водозниження на територіях зі складними гідрогеологічними умовами 64-76
Михайло ДОВБНІЧ, Ірина ВІКТОСЕНКО
Імовірнісний аналіз сейсмічної небезпеки: досвід та перспективи виконання в Україні 77-88
Михайло ДУБРОВСЬКИЙ, Натела ХОНЕЛІЯ, Ольга ДУБРОВСЬКА
Регулювання несучої здатності по ґрунту шпунтових паль в складних інженерно-геологічних умовах 89-96
Вероніка ЖУК, Костянтин БОНДАРЕВ, Олександр П'ЯТКОВ
Порівняння інтерпретацій даних, отриманих за допомогою CPTu та DMT 97-105
Юрій КІРІЧЕК
Проблеми термінології у цивільній інженерії 106-112
Микола КОРЗАЧЕНКО, Тімур ГАНЄЄВ, Ігор ПЕТРЕНКО
Цифрові технології при виконанні реставраційних робіт підземних комплексів 113-122
Ірина МАЄВСЬКА, Наталя БЛАЩУК, Олександр ШМУНДЯК
Ефективність використання ростверку підвищеної площі у складі стовпчастого пальового фундаменту 123-138
Василь МИТИНСЬКИЙ, Сергій БАРАНІК
Захист від негативного впливу нового будівництва на існуючі будівлі в умовах вибіркової реконструкції 139-151
Василь МИТИНСЬКИЙ, Тетяна СУШИЦЬКА, Юрій ВИННИКОВ, Максим ХАРЧЕНКО
Пальові фундаменти будівель на основі з шарами вапняків 152-162

Надія МОЛОЧКОВА
Геотехнічні дослідження пагорбу Андріївської церкви після проведення ремонтно-реставраційних робіт 163-173
Алла МОРГУН, Іван МЕТЬ, Дмитро ЗАПИСОВ, Андрій КОЛЕСНИК
Прогнозування оцінки граничного стану підсилених фундаментів 174-184
Алла МОРГУН, Іван МЕТЬ, Руслан ЛЕБІДЬ
Прикладання методу граничних елементів до механіки деформованих ґрунтів 185-191
Віктор НОСЕНКО, Артур МАЛАМАН, Павло СОРОКА
Оцінка переміщень підпірних стін та оточуючих будинків при влаштуванні глибокого котловану в умовах щільної міської забудови 192-199
Віктор НОСЕНКО, Дмитро НЕЧИПОРЕНКО
Оцінка впливу імпульсного навантаження спричиненого вибухом та ударом на заглиблені захисні споруди та ґрунтове середовище 200-209
Андрій РАЩЕНКО, Тетяна ДИПТАН, Олег МАЛИШЕВ
Геологічна будова заплавних територій р. Дніпро 210-226
Олександр САМОРОДОВ, Сергій ТАБАЧНІКОВ, Євген ГЕРАСИМОВИЧ
Регресійна модель для визначення несучої здатності бурових паль методом вдавлюючого ударного навантаження (Dynamic Load Testing) 227-242
Роман САМЧЕНКО, Артем ЮХИМЕНКО
Якість формування горизонтальних ґрунтоцементних армоелементів влаштованих за бурозмішувальною технологією 243-251
Юрій СЛЮСАРЕНКО, Володимир ТИТАРЕНКО, Максим МИКОЛАЄЦЬ, Ярослав ДОМБРОВСЬКИЙ, Валерій ШУМІНСЬКИЙ
Стан гідротехнічних конструкцій гідроелектростанцій Дніпровського каскаду на прикладі Дніпровської ГЕС 252-268
Сергій ТАБАЧНІКОВ
Апробація удосконаленої моделі ґрунтової основи для моделювання багатосекційних будівель на пальових фундаментах 269-285
Володимир ТИТАРЕНКО, Антон ДВОРНИК
Використання цифрових двійників для влаштування глибоких котлованів при трансформації об'єктів культурної спадщини 286-295
Олександр ТРЕГУБ, Юрій КІРІЧЕК
Ймовірнісне оцінювання напружено-деформованого стану основ фундаментів неглибокого закладання з урахуванням нелінійних властивостей ґрунтів 296-307
Ігор ФЕСУН, Антон КОВАЛЬЧУК, Євгеній ЛІТНАРОВИЧ
Порівняння конструктивних особливостей заглиблених та незаглиблених споруд подвійного призначення на основі досвіду проектування 308-315
Ірина ХРАПАТОВА, Олександр ЛЯПІН
Дослідження процесів, що протікають у набухаючих ґрунтах, залежно від природної вологості 316-322
Віктор ШОКАРЕВ, Андрій ШОКАРЕВ, Юрій КАЛЮХ, Богдан ЧОРНИЙ
Діагностування поточного стану багатоповерхових будівель при усуненні їх наднормативних кренів: розробка та впровадження інформаційної технології 323-335

Особливості взаємодії плитних фундаментів значних розмірів з ґрунтовою основою

Ігор БОЙКО[1]

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1]boyko.ip@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0002-6841-0271

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.9-12

Анотація. В даний час актуальним напрямом досліджень в області геотехніки є відновлення та проектування енергетичних об`єктів, які в Україні будували часто на плитних фундаментах (АЕС, ТЕС та інші) Влаштування плитних фундаментів, які мають великі розміри в плані, що зумовлює особливості взаємодії їх з основою. На таких об`єктах проводився великий об`єм експериментальних робіт, на цих результатах і побудова ця публікація. З метою збереження експериментальних даних та виявлених нових факторів взаємодії плит з основою, а саме підйом дна котловану, при забивці паль на будівельному майданчику, за допомогою глибинних марок виявлена стислива зона, яка суттєво відрізняється від реальної (12 м практично проти 28 м розрахована за коефіцієнтами ДБН).

Окремо досліджувалися дилатансійні процеси, які зумовили підйом окремих паль до 30 см, що вимагало з`ясування обставин, що знаходяться під підошвою забитих паль і яку роль в формуванні осідання плитного фундаменту це відіграє.

Аналіз напружено-деформованого стану елементів конструкцій кожної будівлі (споруди) завжди треба виявити реальну активну зону деформації. В публікації приведені матеріали аналізу напружено-деформованого стану основи в залежності від розмірів плитних фундаментів, темп прикладання корисного навантаження (на прикладі силосних корпусів). Проведено порівняння глибини стисливої зони під плитою за методом пошарового підсумування (коефіцієнт з ДБН) і фактичною Нст, яка визначалася глибинними марками які були встановлені до глибини

Ігор БОЙКО
професор кафедри геотехніки
д.т.н., проф.

28 м. Після прикладання проектного навантаження, глибинні марки на глибині більше 12 м не реагували.

Показана різниця в взаємодії великорозмірних плит з основою, а також розглянуто варіант при наявності коротких паль, які покращують властивості основи, але не виконують функції передачі напруження на більш глибинні шари ґрунтів.

Наведено приклад підйому котловану, для фундаментних плит АЕС (розміром 70х70 м), з варіантом забивних паль довжина 14,0м перерізом 35х35 см. При виконанні робіт виник підйом дна котловану більше ніж 50 см., а палі виходили за межі підйому на 30 см. Цей факт зумовив додаткові експериментальні роботи для з`ясування, для перевірки наявності під підошвою пустоти

З метою популяризації експериментальних даних і збереження досвіду проектування відповідальних об`єктів на плитних фундаментах великих розмірів і підготовлена ця публікація.

Ключові слова. Плитні фундаменти, паля, ґрунтова основа, об’єкти генерації електроенергії.

ВСТУП

В даний час актуальним напрямом досліджень в області геотехніки є відновлення та проектування енергетичних об`єктів, які в Україні (СОУ НАЕК 109:2023, 2023); будувалися часто на плитних фундаментах (наприклад АЕС, ТЕС, силосні корпуси для сипучих матеріалів). В цих умовах важливо повернутися до реальних енергетичних об`єктів, де проводилися експериментальні роботи та були організовані натурні спостереження за такими об`єктами, наприклад Запорізька АЕС, Рівненська АЕС, Хмельницька АЕС, Кримська АЕС (Кримська збудована, але не введена в експлуатацію після аварії на Чорнобильській АЕС), експериментальні дослідження на Одеській АЕС (с. Біляївка). З метою збереження експериментальних даних та передачі досвіду підготовлена ця публікація.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Узагальнення досвіду використання результатів досліджень та експериментальних даних про взаємодію плитних фундаментів значних розмірів (шириною від 15м до 70 м) приведено в багатьох публікаціях (Бойко, 1988). Виявлено суттєві розбіжності в розмірах стисливої зони під плитним фундаментом шириною 3-5 м і під плитами шириною більше 15 м, також необхідно враховувати вплив темпу навантаження на неконсолідованих ґрунтах, що зумовлює значне зростання осідання таких фундаментів. Зростанням в 2 і більше раз, що і зумовлює додатково зробити аналіз причин розбіжностей.

МЕТА РОБОТИ

Показати відмінності взаємодії плитних фундаментів різних розмірів в плані від 15м до 70м, а також виявити особливості взаємодії таких фундаментів з основою. Виявити, які параметри основи, розміри фундаментів в плані, також оцінити вплив інтенсивності навантажень на осідання плитного фундаменту.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ОБГОВОРЕННЯ

КНУБА (тоді - КІБІ) з перших років будівництва АЕС приймає участь в розробці нормативних документів, проведення експериментальних робіт з виявленням основних факторів, які впливають на передачу навантаження з надземних і підземних конструкціях на основу, а саме:

- - вплив дилатансійної складової та стан основи в процесі влаштування фундаментів;
- - розмір стисливої зони в залежності від розміру фундаментної плити в плані.

Відомо, що зріз (зсув) в ґрунтовому середовищі змінює свій об`єм, тобто де відбувся процес дилатансії, або контрактансії, може проявлятися підйом дна котловану.

На об`єкті будівництва Одеської АЕС (с. Біляївка), в проекті було передбачено влаштування забивних паль довжини 14 м., поперечний переріз 35х35 см. кількість паль 2500 шт. з кроком 1,4 м. Основою служили нашарування піщаних, супіщаних ґрунтів. В процесі забивання паль, розмір ростверку 70х70 м відбувався підйом дна котловану. Після забивання першого ряду паль - підйому дна котловану склав 30см., другий ряд паль подвоїв підйом дна котловану, а після третього ряду підйом склав уже 90см. Роботи по забивці паль зупинили, оскільки зафіксували не тільки підйом дна, але й підйом раніше забитих паль на величину більше 20см. Виникла дискусія, що знаходиться під підошвою паль пустота чи наявність контакту з ґрунтом. З цією метою, за ініціативою КНУБА (тоді - КІБІ) був проведений спеціальний експеримент. Була виготовлена тест-паля, а саме бічну поверхню моделювала металева труба, в якій знаходилася труба меншого діаметру і була вона з`єднана з підошвою палі. Експериментальна паля була заглиблена за проектною технологією. Труба, яка моделювала бічну поверхню і підошва палі рухалися разом, що вказало на відсутність пустоти, а зафіксували рух зовнішньої і внутрішньої труби разом.

Таким чином, проведений експеримент розв'язав сумнів про наявність пустот.

Для певних ґрунтових умов важливим є параметр, який впливає на осідання плитних фундаментів. Розміри в плані плитних фундаментів двох силосних «банок» і робоча башту, які зводились в м. Чернігів. Будівництво велося 2 роки. В перший рік побудували силосний корпус і робочу башту і їх завантажили першими зі значною інтенсивністю, бо це були жнива (липень). Завантаження з великою швидкістю привели до того, що фактично осідання склали більше 32 см проти проектного значення осадки близько 15 см. На другий рік в липні завантажували в той же час, але цього разу контролювали проектне навантаження і результати склали < 15 см. Кожна ступінь проектного навантаження контролювалася, що зумовило покращення влаштованого ґрунтового середовища і в цьому випадку осідання склало лише половину, в першому силосу, оскільки напруження за один цикл не перевищує структури міцності.

На об`єкті була організована робота по виявленню фіксації фактичних розмірів стисливої зони. Для цього було використана методика фіксації активної зони за існуючими нормами Радянського союзу, тобто додаткове напруження множили на коефіцієнт, який не враховував розмір споруди в плані. Для нашого випадку вона складала 28 м від підошви плити. Відповідно на цю позначку були встановлені глибинні марки, які фіксували появу додаткових напружень в цій зоні. Завантажуючи силосний корпус проектним навантаженням, а переміщення глибинних марок зупинилося на глибину 11,5 м, тобто на глибині 0,5 ширина в плані. В цьому випадку метод пошарового підсумування не працює, що ставить питання пошуку нового підходу, а саме перехід на числове моделювання взаємодії елементів системи «основа-фундамент-будівля».

Для отримання надійних результатів для проектування необхідно пройти такий алгоритм:

- ідентифікувати параметри ґрунтової основи (Бойко, 2021);
- вибрати і обґрунтувати моделі взаємодії елементів системи «основа-фундамент-будівля»;
- обґрунтувати розмір ґрунтової основи, відповідно розмір скінченних елементів і крок навантаження;
- виконати моделювання на тестовій і контрольній задачі;
- розв`язати основну задачу і прийняти геометричні розміри;
- організувати спостереження за реальним процесом взаємодії споруда з основою;
- у випадку наявності значного підземний простору необхідно контролювати підйом дна котловану при інтенсивній розробці котловану.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

При проектуванні фундаментних плит великих розмірів шириною більше 20 м рекомендується виконувати аналіз стисливої зони і враховувати габарити плити. Для варіантів плити з палями, тоді слід перевірити як взаємодіє плита з основою.

Рекомендується спочатку з`ясувати, чи виконують палі свою функцію передачі навантаження через основні елементи; бічна поверхня палі, її підошва, а також через ростверк. Це варіант плити на палях. В другому випадку палі виконують функцію покращення властивостей в ґрунтовому середовищі під фундаментною плитою, активну зону деформації ґрунту створює плита значних розмірів (більше 15м) і палі тільки покращили властивості в межах довжини палі.

Підйом дна котловану зумовлюють об`ємом матеріалів паль, а також зміна об`єму при зрізанні ґрунту по бічній поверхні паль, це вклад дилатансійних процесів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко И.П. (1988) *Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании* (Дис. ... д-ра техн. наук). НИИОСП. Москва.
2. Бойко І.П., Скочко (Бондарева) Л.О., & Хоронжевський. М. В. (2021) Ідентифікація параметрів ґрунту на основі натурних випробувань паль. *Основи та фундаменти:*

Науково-технічний збірник, 42. С. 9-18. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.9-18.
3. Експлуатація технологічного комплексу. Моніторинг будівельних конструкцій АЕС. Загальні вимоги: СОУ НАЕК 109:2023. (2023). Державне підприємство «Національна атомна енергогенеруюча компанія «Енергоатом».

REFERENCES

1. Boyko I.P. (1988). Svajnye fundamenty na nelinejno-deformiruemom osnovanii [Pile foundations on a non-linearly deformable base]. Dys. doktora tekhn. nauk. NIIOSP. Moscow. (in Russian).
2. Boyko I.P, Skochko (Bondareva) L.O, & Khoronzhevskyi M.V (2021). Identifikatsia parametriv gryntiv na osnovi rezyltativ natyrnih vuprobyvan pal [Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*, 42, 9-18 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.9-18.
3. Ekspluatatsiya tekhnolohichnoho kompleksu. Monitorynh budivel′nykh konstruktsiy AES. Zahal′ni vymohy: [Operation of the technological complex. Monitoring of NPP building structures. General requirements] SOU NAEK 109:2023. (2023). Derzhavne pidpryyemstvo «Natsional′na atomna enerhoheneruyucha kompaniya «Enerhoatom». (in Ukrainian).

Specific features of interaction of massive slab foundations with the soil

Igor BOYKO

Summary At this time, the actual direction of research in the geotechnical sciences is the rehabilitation and design of energy objects, which in Ukraine were often built on slab foundations (NPPs, TPPs and others) The arrangement of slab foundations, which are large in plan, which determines the peculiarities of their interaction with the base. A large quantity of experimental work was carried out at such objects, and this publication is based on these results. In order to preserve the experimental data and identify new factors of interaction between slabs and the base, namely the rise of the bottom of the pit, when driving piles at the construction site, the compressible zone was identified with the help of depth marks, which differs significantly from the real one (12 m practically against 28 m calculated by the DBN coefficients).

The dilatancy processes that caused the rise of individual piles up to 30 cm were studied separately, which required clarification of the circumstances under the sole of driven piles and the role it takes in the formation of slab foundation settlement.

The analysis of the stress-strain state of structural elements of each building (structure) always requires identifying the real active deformation zone. The publication presents the materials of the analysis of the stress-strain state of the base depending on the size of slab foundations and the rate of payload application (for example, silo buildings). A comparison of the depth of the compressible zone under the slab using the method of layer-by-layer summation (coefficient from DBN) and the actual Hst, which was determined by depth marks installed to a depth of 28 m, was carried out. After the design load was applied, the depth marks did not respond at a depth of more than 12 m.

The difference in the interaction of large-sized slabs with the foundation is shown, and the option of short piles, which improve the properties of the foundation but do not perform the function of stress transfer to deeper soil layers, is considered.

An example of pit lifting for NPP foundation slabs (70x70 m in size) with the option of driven piles 14.0 m long with a cross section of 35x35 cm is presented. During the works, the bottom of the pit rose by more than 50 cm, and the piles exceeded the rise by 30 cm. This fact led to additional experimental work to find out whether there was a void under the sole

In order to popularize the experimental data and preserve the experience of designing critical facilities on large slab foundations, this publication was prepared.

Keywords. Slab foundations, piles, base, electricity generation plants.

Взаємодія фундаментів із бурових паль з основою

Ігор БОЙКО[1], Олександр ГАВРИЛЮК[2], Остап КАШОЇДА[3], Вероніка ЖУК[4]

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

[1]boyko.ip@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0002-6841-0271
[2]gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0001-7252-0679
[3]kashoida_oo@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0002-9234-4489
[4]zhuk.vv@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0002-1114-3192

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.13-20

Анотація. Методика випробування ґрунту палями дає можливість визначити несучу здатність палі по ґрунту максимально точно. Це пояснюється тим, що статичні випробування натурних паль вдавлюючим навантаженням дають можливість найточніше відтворити умови роботи палі в ґрунті під навантаженням від надфундаментних конструкцій будівлі або споруди. Статичні випробування натурних паль мають проводитися завчасно, до влаштування конструкцій пальових фундаментів, бо за їх результатами приймається рішення про необхідність внесення коригуючих змін до проекту пальових фундаментів. Однак статичні випробування зазвичай потребують значних витрат часу, що обумовлено їх технологією виконання. А основним недоліком статичних випробувань натурної палі є вартість порівняно з іншими доступними наближеними методиками. Розрахункове значення несучої здатності бурової палі, що визначено на основі інженерних розрахунків, дозволяє здійснити лише попередню та наближену оцінку роботи палі у взаємодії з ґрунтами будівельного майданчика. Цей метод розрахунку відзначається простотою у застосуванні, проте водночас має обмежену точність, що може впливати на остаточні результати аналізу. Комп'ютерна імітація взаємодії бурової палі з ґрунтом по бічній поверхні та під її підошвою дозволяє наблизити результати моделювання до результатів натурного статичного випробування дослідної палі за умови ідентифікації параметрів для обраної математичної моделі ґрунтового середовища.

Для комп'ютерної імітації натурного експерименту, а саме, випробування бурової палі статичним вдавлюючим навантаженням, було застосовано програмний комплекс «Midas GTS NX». При цьому для ґрунтового масиву та стовбура палі було використано об'ємні скінчені елементи. Поведінка ґрунту під навантаженням описувалася нелінійним законом деформування ґрунтового середовища з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. В дослідженні було приділено увагу перерозподілу поздовжніх зусиль в стовбурі палі, характеру передачі навантаження на ґрунт через бічну поверхню та під

Ігор БОЙКО
професор кафедри геотехніки
д.т.н., проф.

Олександр ГАВРИЛЮК
асистент кафедри геотехніки

Остап КАШОЇДА
доцент кафедри геотехніки
PhD

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

підошвою палі на всіх етапах навантаження.

Ключові слова. Числове моделювання, бурова паля, напруження, осідання, Midas GTS NX.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Польові випробування натурних паль є одним із найнадійніших способів отримання достовірної інформації про взаємодію палі з ґрунтами будівельного майданчика та закономірності її роботи під навантаженням. Вони дозволяють оцінити фактичну несучу здатність палі та визначити основні характеристики ґрунту (Бойко, 2018). Однак, незважаючи на високу точність таких методів, їх істотним недоліком є значна трудомісткість, тривалість виконання та висока вартість реалізації.

З огляду на ці обмеження, було здійснено ідентифікацію параметрів ґрунтового середовища для подальшого прогнозування несучої здатності паль на основі числових розрахунків. Для цього було реалізовано комп'ютерну імітацію процесу випробування натурної палі статичним вдавлюючим навантаженням. Моделювання виконувалося у спеціалізованому програмному комплексі «Midas GTS NX», який дозволяє відтворити умови взаємодії палі та ґрунту з використанням об'ємних скінченних елементів (Носенко, 2022) та нелінійних закономірностей поведінки ґрунту під навантаженням.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити роботу палі в ґрунті на всіх етапах навантаження за даними комп'ютерної імітації статичного випробування натурної палі вдавлюючим навантаженням в піщаних ґрунтах з ідентифікованими параметрами нелінійної моделі ґрунтового середовища.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Засобами ПК «Midas GTS NX» було виконано комп'ютерну імітацію натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням (Гаврилюк, 2024), при цьому для моделювання ґрунтового масиву та стовбура палі було використано об'ємні скінчені елементи. Для опису особливостей поведінки ґрунту під навантаженням було обрано нелінійний закон деформування ґрунтового середовища з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. Внаслідок здійсненої ідентифікації параметрів моделі ґрунтового середовища (Кашоїда, 2024), було досягнуто достатньої збіжності результатів комп'ютерної імітації з даними польових випробувань натурної палі: відхилення значень осідання палі внаслідок кожної прикладеної ступені навантаження не перевищувала 1 мм. Отримана збіжність результатів комп'ютерної імітації з натурними випробуваннями палі дозволила зробити висновок про можливість оцінки несучої здатності бурової палі в піщаних ґрунтах для різних її геометричних параметрів за результатами числового моделювання (Du, 2023).

Було здійснено комп'ютерну імітацію роботи бурових паль в піщаних ґрунтах для найбільш популярних їх геометричних параметрів, що застосовують для житлового і цивільного будівництва (рис. 1): для діаметрів паль 420 мм, 620 мм і 820 мм, та довжин паль 12 м, 15 м, 18 м і 21 м.

За результатами розрахунків було отримано графіки залежності «осідання-навантаження» $S = f(p)$ для розглянутих розмірів паль. Аналіз показав, що зі збільшенням діаметру палі та її довжини, лінійна ділянка графіку збільшується по довжині та зменшує кут нахилу до горизонталі. Наступна фаза роботи палі в ґрунті також характеризується зменшенням кута нахилу графіку при зростанні перерізу і довжини палі.

Для розглянутих геометричних параметрів паль було здійснено також розрахунок несучої здатності за аналітичною методикою, при цьому опір ґрунту під підошвою палі R та по бічній поверхні f приймається за табличними даними. Було виявлено, що різниця між аналітичною методикою визначення F_d та даними числового моделювання має зростаючу тенденцію зі збільшенням діаметру бурових паль (рис. 2-а), а саме:

– для паль діаметром 420 мм для довжин

L=12, 15, 18 м очікувана несуча здатність палі, визначена аналітичним способом, має різницю із даними числового моделювання, в межах 5%;

– для паль діаметром 620 мм похибка з даними моделювання складає 15…25%;
– для паль діаметром 820 мм різниця з числовим моделюванням складає 35…40%.

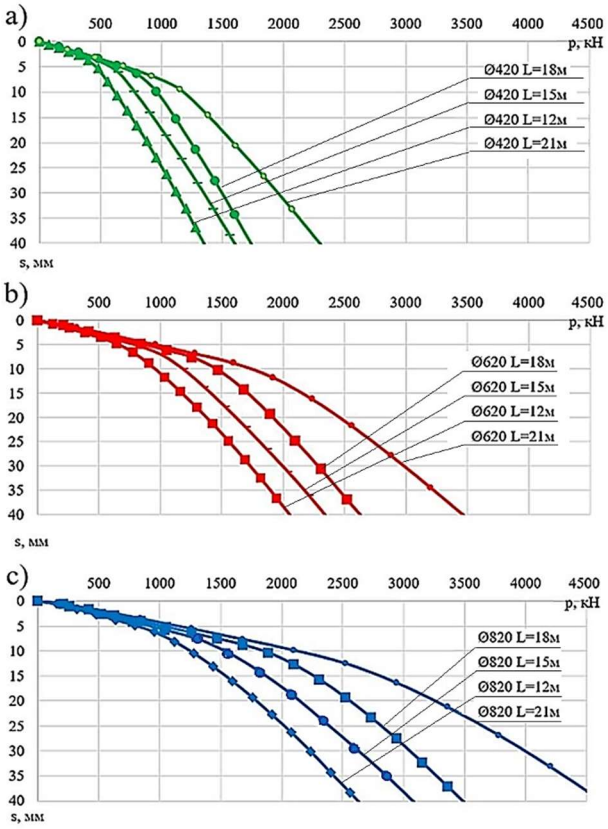


Рис.1.Графіки «осідання-навантаження» $S = f(p)$ за даними моделювання для діаметрів паль: *a* – 420 мм; *b* – 620 мм; *c* – 820 мм.

Fig.1. «Settlement-load» graphs $S = f(p)$ based on computer simulation data for pile diameters: *a* – 420 mm; *b* – 620 mm; *c* – 820 mm

Додатково, для розглянутих геометричних параметрів паль (∅ 420, 620, 820 мм, $L = 12,\ 15,\ 18, 21$ м) було визначено їх питому несучу здатність F''_d (1). Можна зробити висновок, що для заданих ґрунтових умов раціональним варіантом буде використання паль довжиною 18 м показано на Рис. 2-b для розглянутих діаметрів бурових паль.

$$F''_d = \frac{F_d}{V} \qquad (1)$$

де F_d – несуча здатність палі, V – об'єм стовбура палі. Отже, такий підхід дозволяє оцінити ефективність рішення по пальовим фундаментам через контроль величини питомої несучої здатності паль.

Комп'ютерна імітація роботи палі в ґрунті з ідентифікованими параметрами ґрунтового середовища дає можливість дослідити еволюцію напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтова основа - паля».

За даними комп'ютерної імітації випробування палі статичним вдавлюючим навантаженням було проаналізовано роботу палі в процесі прикладання навантаження. Було помічено, що характер передачі навантаження на ґрунт через бічну поверхню палі змінюється зі збільшенням величини навантаження та вичерпанням несучої здатності ґрунту навколо стовбура палі.

На Рис. 3 приведено розподіл поздовжніх зусиль в стовбурі палі для різних ступеней навантаження на палю. Аналіз результатів комп'ютерної імітації роботи палі в ґрунті показав, що співвідношення складових несучої здатності палі, а саме, по побічній поверхні та під підошвою палі, залежать від величини прикладеного навантаження. Наприклад, для ступені навантаження N_3=1600 кН поздовжнє зусилля на рівні підошви палі склало 265 кН (рис. 3-b), що складає близько 15% від величини прикладеного на палю навантаження. Це свідчить про передачу 85% навантаження на ґрунт через бічну поверхню палі. В той же час, для ступені навантаження N_7=2800 кН поздовжнє зусилля на рівні підошви палі склало 868 кН (рис. 3-d), що складає близько 30% від прикладеного на палю навантаження. Тоді, для цієї ступені навантаження через бічну поверхню палі передається 70%.

Зафіксовано, що на початкових етапах навантаження паля переважно працює по бічній поверхні, зі збільшенням навантаження поступово включається в роботу підошва палі, що пов'язано із вичерпанням ґрунтом вздовж стовбура палі його несучої здатності. Цю тенденцію підтверджує характер перерозподілу дотичних напружень τ_z показано на Рис. 4 для різних етапів навантаження.

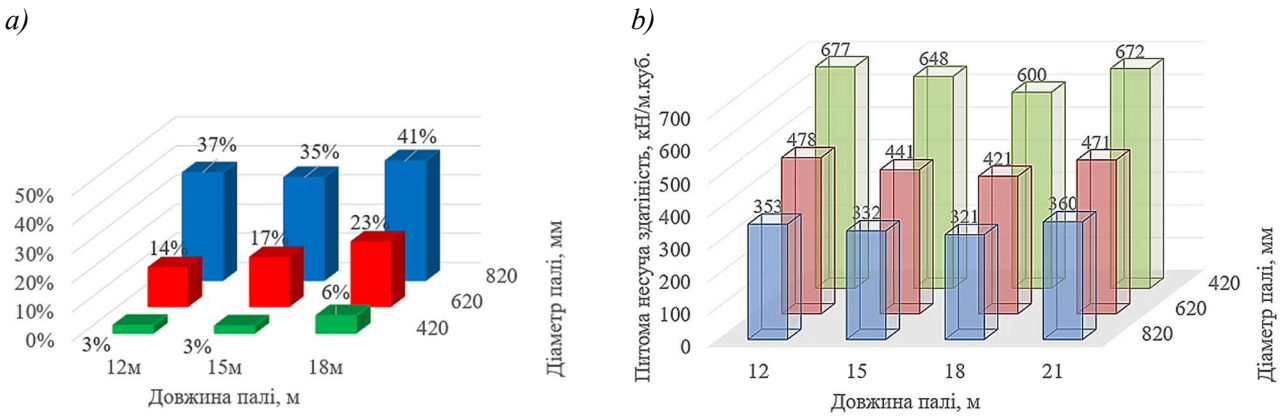


Рис.2.Несуча здатність паль, визначена за даними комп'ютерної імітації: *a* – похибка аналітичної методики розрахунку; *b* - питома несуча здатність паль F''_d, кН/м^3.

Fig.2. Bearing capacity of piles determined from computer simulation data: : *a* – error of analytical calculation method; *b* - specific bearing capacity of piles F''_d, kN/m^3.

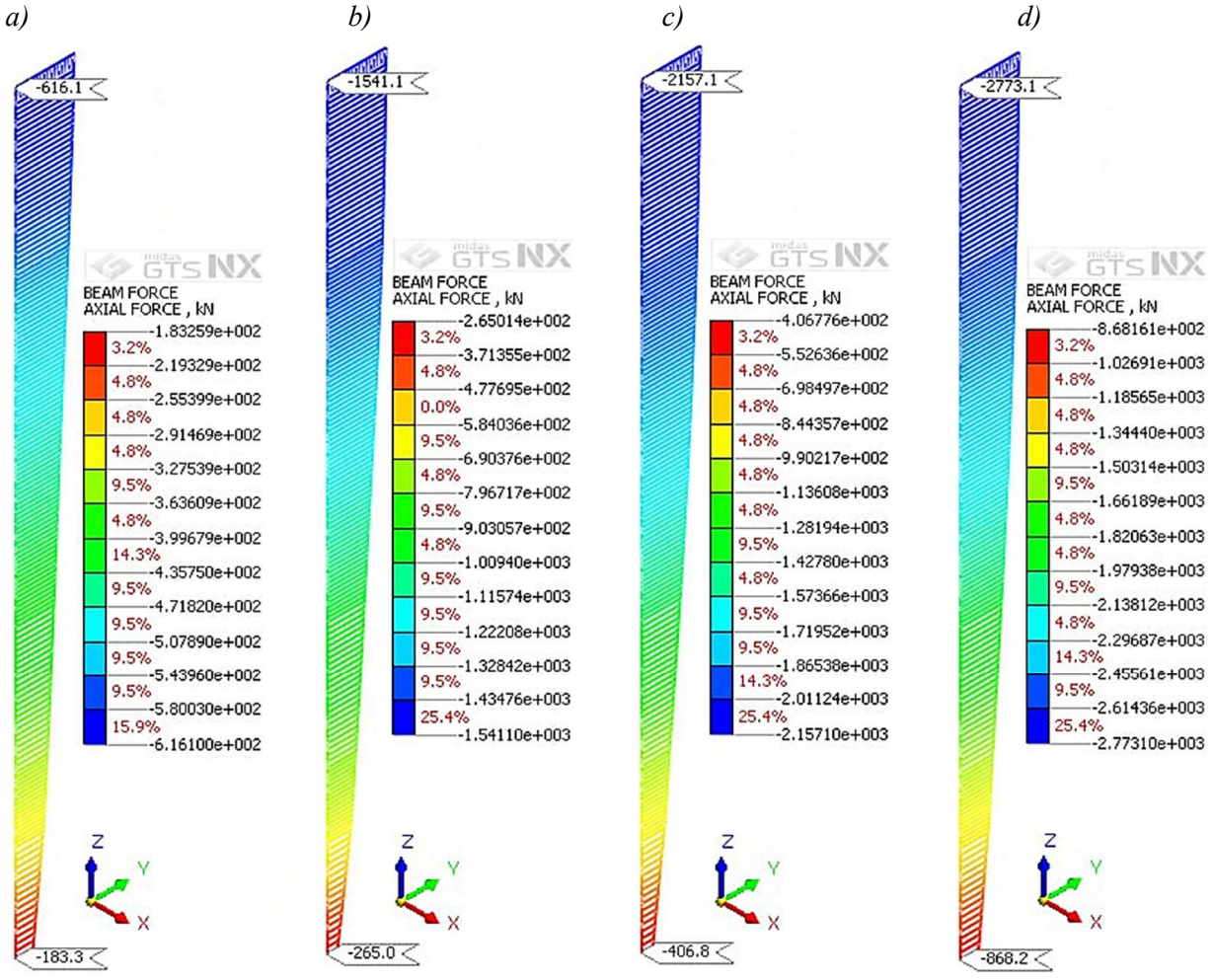


Рис.3.Розподіл поздовжніх зусиль N, кН в стовбурі палі для різних ступеней навантаження на палю за даними комп'ютерної імітації: *a* – N_1=650 кН; *b* - N_3=1600 кН; *c* - N_5=2200 кН; *d* - N_7=2800 кН.

Fig.3. Longitudinal force distribution N, кН in the pile shaft for different degrees of pile loading according to computer simulation data: *a* – N_1=650 kN; *b* - N_3=1600 kN; *c* - N_5=2200 kN; *d* - N_7=2800 kN.

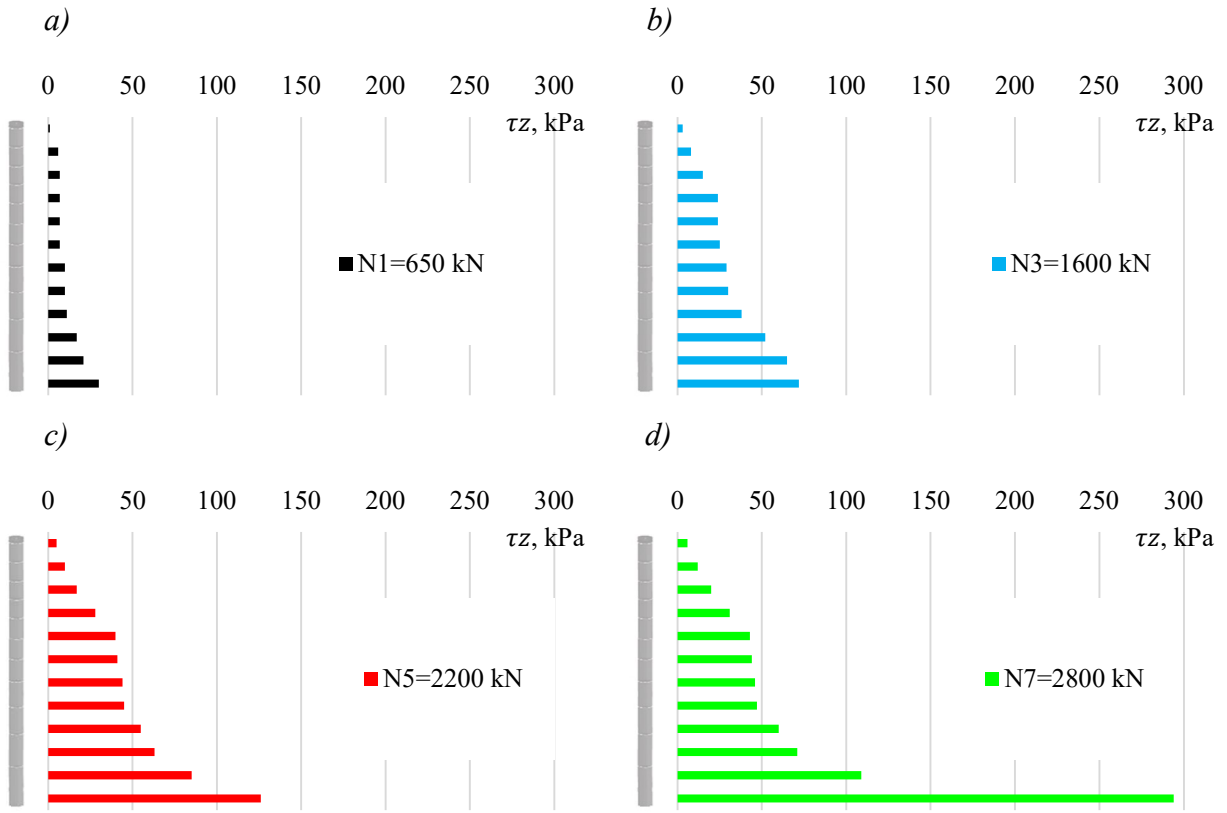


Рис.4.Дотичні напруження в оточуючому ґрунті по довжині стовбура палі τ_z, кПа для ступені навантаження: *a* – N_1=650 кН; *b* - N_3=1600 кН; *c* - N_5=2200 кН; *d* - N_7=2800 кН.

Fig.4. Tangential stresses in the surrounding soil along the length of the pile shaft τ_z, kPa for different stages of pile loading: *a* – N_1=650 kN; *b* - N_3=1600 kN; *c* - N_5=2200 kN; *d* - N_7=2800 kN.

Епюри підтверджують факт роботи палі по бічній поверхні на початкових етапах навантаження і включення підошви палі тільки після вичерпання несучої здатності ґрунтів, що знаходяться в контакті з бічною поверхнею палі

На початковому етапі навантаження палі дотичні напруження мають рівномірний розподіл вздовж стовбура палі з поступовим збільшенням по глибині, і для ступені навантаження N_1, наприклад, складають 5…20 кПа, для ступені N_3 відповідно 10…60 кПа. Далі було зафіксовано більш активне включення в роботу підошви палі показано на Рис. 3, що також можна побачити і за приростом значення дотичних напружень на рівні підошви палі показано на Рис. 4-c. Для ступені навантаження N_7 (яка відповідає прийнятому значенню F_d за результатами натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням), можна побачити стрімкий приріст дотичних напружень наведено на Рис. 4-d на рівні підошви палі.

Аналіз проведених розрахунків показав, що доля навантаження, що передається на ґрунтову основу через бічну поверхню палі і її підошву, не є сталим значенням. Характер перерозподілу буде залежати від величини діючого на палю навантаження і показників ґрунтів навколо палі.

Для заданих ґрунтових умов і розглянутих геометричних параметрів палі (довжина 23 м, діаметр бурової палі 620 мм) було отримано наступні закономірності показано на Рис. 5: на початкових етапах навантаження паля переважно працює по бічній поверхні, передаючи на ґрунт до 85…90% навантаження через свою бічну поверхню.

Із збільшенням навантаження включається в роботу підошва палі. Для ступені навантаження, яка відповідає прийнятому значенню F_d за результатами натурних випробувань палі статичним вдавлюючим

навантаженням, було зафіксовано передачу через бічну поверхню палі 70% навантаження. При цьому за даними аналітичних розрахунків несучої здатності палі з використанням табличних значень опору по бічній поверхні та під підошвою палі, співвідношення складових F_{df}/F_{dR} склало 60/40 % (розрахунок був виконаний для бурової палі діаметром 620 мм довжиною 23 м для заданих ґрунтових умов).

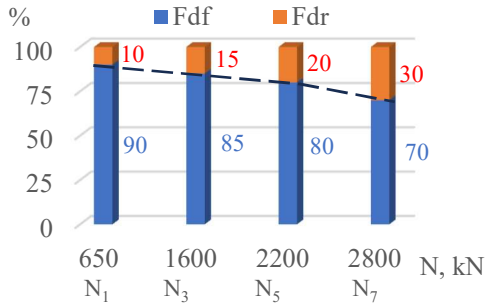


Рис.5.Розподіл складових несучої здатності палі F_{df}, F_{dR}, % для різних етапів навантаження на палю.

Fig.5. Distribution of components of pile bearing capacity F_{df}, F_{dR}, % for different stages of pile loading.

Тенденція подальшого збільшення долі навантаження, що передається через підошву палі, зберігається і на наступних етапах навантаження.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що комп'ютерна імітація – це наближений метод розрахунку, але на базі експериментальних даних та ідентифікації параметрів моделі середовища ми можемо наблизити результати числового моделювання до еталону.

Виконано комп'ютерну імітацію спільної роботи палі з ґрунтом з використанням ідентифікованих параметрів нелінійної моделі ґрунтового середовища.

Встановлено, що доля навантаження, яка передається на ґрунтову основу через бічну поверхню палі і її підошву, не є сталим значенням. Характер перерозподілу залежить від величини діючого на палю навантаження і характеристик ґрунтів.

Зафіксовано, що для заданих ґрунтових умов і розглянутих геометричних параметрів палі (довжина 23 м, діаметр бурової палі 620 мм) на початкових етапах навантаження паля переважно працює по бічній поверхні (передача на ґрунт до 85…90% навантаження через бічну поверхню палі).

Підтверджено, що зі збільшення навантаження включається в роботу підошва палі. Для ступені навантаження, яка відповідає значенню F_d за результатами натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням, паля передає через свою бічну поверхню 70% навантаження (для аналогічних вихідних даних за аналітичною методикою доля F_{df} склала 60%).

Визначено, що характер розподілу дотичних напружень в ґрунті навколо стовбура палі на початкових етапах навантаження є рівномірно-зростаючим по довжині палі з глибиною. На ступені навантаження, яка відповідає прийнятому значенню F_d за результатами натурних випробувань палі, зафіксовано стрімке і значне збільшення величини дотичних напружень на рівні підошви палі (до 3..5 разів більше порівняно із значеннями вздовж стовбура палі).

Продемонстровано, що застосування ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища при моделюванні спільної роботи палі з ґрунтом, дало можливість отримати графіки залежності «осідання-навантаження» для різних геометричних параметрів бурових паль в піщаних ґрунтах. Таким чином, з'явилася можливість визначити несучу здатність паль з різними розмірами за даними числового моделювання взаємодії палі з оточуючим ґрунтом.

Визначено закономірність приросту похибки аналітичної методики визначення несучої здатності бурових паль у піщаних ґрунтах: різниця між аналітичною методикою визначення F_d та даними числового моделювання має зростаючу тенденцію зі збільшенням діаметру бурових паль (від 5% до 40%).

Розраховано питому несучу здатність паль для оптимізації проектних рішень пальових фундаментів. Така методика дозволить оцінити ефективність рішення по пальовим фундаментам через контроль величини питомої несучої здатності паль.

ЛІТЕРАТУРА

1. Ігор Бойко & Василь Підлуцький (2018). Дослідження взаємодії паль в умовах польових випробувань. *Десята всеукраїнська науково-технічна конференція з іноземною участю «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування»*. Полтава, 16-17 жовтня 2018. С. 4.
2. Віктор Носенко & Остап Кашоїда (2022). Числове моделювання експерименту випробування групи паль з використанням різних моделей ґрунтової основи. *Опір матеріалів і теорія споруд*, *109,* 441-454. https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.441-454
3. Олександр Гаврилюк, Остап Кашоїда & Вероніка Жук (2024). Моделювання взаємодії палі з ґрунтовим середовищем з використанням нелінійної математичної моделі з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*, *49*, 43–54. https://doi.org/10.32347/0475-1132.49.2024.43-54
4. Остап Кашоїда, Олександр Гаврилюк & Вероніка Жук (2024). Ідентифікація параметрів одиночної палі з використанням модифікованого закону Кулона – Мора у програмному комплексі «Midas GTS NX» *International Scientific-Practical Conference of Young Scientists «BUILD MASTER CLASS-2024» Conference Proceedings*. – Kyiv: KNUCA. 2024. 223–224.
5. Du, Zhaodong & Xu, Si. (2023). Bearing capacity design of ram-compacted bearing base piling foundations by simple numerical cavity expansion approach. *International Journal of Geomechanics*. *22(2)*, 13. http://dx.doi.org/10.1061/%28ASCE%29GM.1943-5622.0002285

REFERENCES

1. Ihor Boiko & Vasyl Pidlutskyi (2018). Doslidzhennia vzaiemodii pal v umovakh polovykh vyprobuvan [Research on pile interaction in field test conditions]. *Desiata vseukrainska naukovo-tekhnichna konferentsiia z inozemnoiu uchastiu «Mekhanika gruntiv, heotekhnika ta fundamentobuduvannia».* - m. Poltava, 16-17 zhovtnia 2018. – S. 4. (in Ukrainian)
2. Viktor Nosenko & Ostap Kashoida (2022). Chyslove modeliuvannia eksperymentu vyprobuvannia hrupy pal z vykorystanniam riznykh modelei gruntovoi osnovy [Numerical simulation of the experiment on testing a group of piles using different models of soil base]. *Opir materialiv i teoriia sporud, 109*, 441-454. https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.441-454 (in Ukrainian)
3. Oleksandr Havryliuk, Ostap Kashoida & Veronika Zhuk (2024). Modeliuvannia vzaiemodii pali z gruntovym seredovyshchem z vykorystanniam neliniinoi matematychnoi modeli z modyfikovanym kryteriiem mitsnosti Kulona-Mora [Simulation the interaction of a pile with the soil using a nonlinear mathematical model with a modified Mohr–Coulomb strength criterion]. *Osnovy ta Fundamenty / Bases and Foundations*, *49,* 43–54. https://doi.org/10.32347/0475-1132.49.2024.43-54 (in Ukrainian)
4. Ostap Kashoida, Oleksandr Havryliuk & Veronika Zhuk (2024). Identyfikatsiia parametriv odynochnoi pali z vykorystanniam modyfikovanoho zakonu Kulona-Mora u prohramnomu kompleksi «Midas GTS NX» [Identification of single pile parameters using the modified Mohr-Coulomb law in the Midas GTS NX software package] *International Scientific-Practical Conference of Young Scientists «BUILD MASTER CLASS-2024» Conference Proceedings*. – Kyiv: KNUCA. (2024). 223–224. (in Ukrainian)
5. Du, Zhaodong & Xu, Si. (2023). Bearing capacity design of ram-compacted bearing base piling foundations by simple numerical cavity expansion approach. *International Journal of Geomechanics*, *22(2),* 13. http://dx.doi.org/10.1061/%28ASCE%29GM.1943-5622.0002285 (in English)

Interaction of bored pile foundations with the soil base

Igor BOYKO
Oleksandr HAVRYLIUK
Ostap KASHOIDA
Veronika ZHUK

Summary The method of testing soil with piles makes it possible to determine the bearing capacity of a pile in the soil as accurately as possible. This is

explained by the fact that static tests of full-scale piles with indentation loads make it possible to most accurately reproduce the conditions of operation of a pile in the soil under load from superfoundation structures of a building or structure. Static tests of natural piles should be carried out in advance, before the construction of pile foundation structures, because their results are used to decide on the need to make corrective changes to the pile foundation design. However, static tests usually require significant time, which is due to their execution technology. And the main disadvantage of static tests of natural piles is the cost compared to other available approximate methods. The calculated value of the bearing capacity of a bored pile, determined on the basis of engineering calculations, allows only a preliminary and approximate assessment of the pile's performance in interaction with the soils of the construction site. This calculation method is characterized by simplicity of application, but at the same time has limited accuracy, which may affect the final results of the analysis. Computer simulation of the interaction of a bored pile with the soil on the lateral surface and under its sole allows us to approximate the simulation results to the results of a full-scale static test of an experimental pile, provided that the parameters for the selected mathematical model of the soil environment are identified.

The Midas GTS NX software package was used for computer simulation of a full-scale experiment, namely, testing a bored pile with static compression loads. At the same time, volumetric finite elements were used for the soil mass and the pile shaft. The behavior of the soil under load was described by a nonlinear law of deformation of the soil medium with a modified Mohr-Coulomb strength criterion. The study paid attention to the redistribution of longitudinal forces in the pile shaft, the nature of the load transfer to the soil through the lateral surface and under the pile base at all stages of loading.

Keywords. Numerical simulation, bored pile, stress, settlement, Midas GTS NX.

Особливості будови карпатського флішу та сучасні методи оцінки його фізико–механічних властивостей

Людмила БОНДАРЕВА[1], Василь БЕГАН[2]

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних сил, Київ, Україна, 03037,
[1]bondareva.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X
[2]began.vasya@gmail.com, orcid.org/0009-0008-0357-5762

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.21-31

Анотація. Карпатський фліш є складною геологічною товщею, що характеризується чергуванням пісковиків, алевролітів і глинистих сланців, значною тріщинуватістю та анізотропією механічних властивостей. Ці особливості суттєво впливають на формування геологічних процесів, включаючи оцінку стійкість схилів, визначення несучої здатності та ймовірність розвитку зсувних деформацій. Вивчення фізико-механічних параметрів флішу є важливим завданням, оскільки вони визначають поведінку порід під дією природних і техногенних факторів.

У роботі проаналізовано сучасні методи оцінки механічних характеристик карпатського флішу, що включають лабораторні та польові дослідження. Польові методи (SPT, CPTu, пресіометричні випробування, скельні дилатометри, геофізичні дослідження) дозволяють оцінити опір ґрунтів, параметри міцності та інші важливі параметри безпосередньо у природному заляганні. В роботі досліджено можливість виконання динамічного і статичного зондування в умовах карпатського флішу. Геофізичні методи, зокрема сейсмоакустичні випробування, електророзвідка та георадарні дослідження, дозволяють отримати інформацію про можливі розміри деградованої зони, непряму оцінку міцності та тріщинуватості порід на значних глибинах Лабораторні дослідження (одновісний стиск, зсувні випробування) забезпечують детальний аналіз структурних особливостей та поведінки матеріалу при різних навантаженнях.

Окрему увагу приділено числовому моделюванню механічної поведінки флішу. Розглянуто основні числові моделі, які можливо застосувати для моделювання флішових порід, зокрема лінійно–пружні, пружно–пластичні, гіпопластичні та моделі, які враховують анізотропію. Враховано переваги використання анізотропних моделей матеріалу, що дозволяють більш точно оцінювати вплив орієнтації шаруватості на міцнісні та деформаційні властивості флішу.

В результаті, можна зробити висновок, що комплексний підхід, який поєднує лабораторні, польові методи та числове моделювання, є найефективнішим для оцінки механічних характеристик флішу. Отримані дані можуть бути використані для прогнозування стійкості схилів, розробки заходів стабілізації та проєктування інженерних споруд у регіонах із флішовими відкладами.

Ключові слова. Карпатський фліш, числове моделювання, анізотропія, Hoek–Brown, стійкість схилу.

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

Василь БЕГАН аспірант
кафедри геотехніки

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Карпатський фліш є складною геологічною товщею, що характеризується чергуванням пісковиків, алевролітів і глинистих сланців. Його неоднорідна структура, наявність численних шаруватих переходів і тріщинуватість визначають складні механічні властивості, що суттєво впливають на інженерно-геологічні процеси, такі як зсуви, деформації схилів та несуча здатність основ під фундаментами. Вивчення фізико-механічних параметрів флішу є важливим завданням геотехніки, оскільки вони визначають поведінку масиву при навантаженні та його стійкість у природних і техногенних умовах. Традиційні методи оцінки параметрів флішу, зокрема лабораторні випробування та польові дослідження, стикаються з труднощами через змінність складу, високу анізотропію та неоднорідність порід. Це вимагає застосування сучасних методів, зокрема геофізичних методів, цифрового моделювання та машинного навчання, що дозволяють отримувати більш точні дані про механічні характеристики флішових відкладів. Аналіз цих параметрів є критично важливим для розробки ефективних заходів стабілізації схилів, проектування інженерних споруд та оцінки ризиків геодинамічних процесів у Карпатському регіоні.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У дослідженнях карпатського флішу значна увага приділялася його стратиграфічним та механічним характеристикам, оскільки цей тип гірських порід має складну геологічну будову та високий ступінь тріщинуватості (Баранник, 2018). Ряд наукових праць присвячено аналізу літологічного складу флішу, зокрема співвідношенню пісковиків, алевролітів і глинистих сланців, що впливає на його загальні властивості. Дослідження показали, що механічна поведінка флішу значною мірою визначається ступенем цементації шарів, наявністю структурних порушень та вологістю порід (Mario Rossi, 2018).

Одним із ключових аспектів є оцінка міцності та деформаційних характеристик флішу. У польових умовах (для оцінки міцності та деформаційних характеристик, для дисперсних ґрунтів) широко застосовувалися методи динамічного зондування (SPT), статичного зондування (CPTu), пресіометричних і дилатометричних випробувань, які дозволяють отримати параметри міцності та деформативності, однак, для флішових ґрунтів такі методи не можливо застосувати. Водночас лабораторні дослідження включали випробування на одновісне стискання, зрушення та тріщинуватість, що дало змогу визначити межу міцності порід флішу та їхню чутливість до зволоження (Luis García, 2020).

Окремим напрямом досліджень є аналіз зсувонебезпечних процесів, оскільки флішова товща схильна до дестабілізації під впливом змінного навантаження, коливань ґрунтових вод та тектонічних процесів (Jozef Kováčik, 2016). Результати попередніх робіт підтверджують, що тріщинуватість флішу, анізотропія міцності та наявність слабких прошарків суттєво впливають на формування зсувних деформацій. Геофізичні методи, зокрема сейсмоакустичні випробування та електророзвідка, також широко використовувалися для оцінки розповсюдження тріщинуватих зон і зміни фізико-механічних характеристик флішу з глибиною.

Останнім часом у дослідженнях все частіше застосовуються числові методи моделювання, такі як скінчено-елементний аналіз та метод дискретних елементів, що дозволяють прогнозувати поведінку флішу при різних сценаріях навантаження. Крім того, використання машинного навчання та обробки великих масивів даних відкриває нові можливості для автоматизованої оцінки механічних параметрів флішових порід на основі польових та лабораторних даних.

Таким чином, попередні дослідження заклали фундамент для розуміння механічних властивостей карпатського флішу, проте складність його будови та мінливість параметрів вимагають подальшого вдосконалення методів їхньої оцінки. Сучасні підхо-

ди, що поєднують класичні лабораторні та польові дослідження з геофізичними методами та числовим моделюванням, дозволяють отримати більш комплексну картину фізико-механічних характеристик флішу та їхнього впливу на інженерно-геологічні процеси.

МЕТА РОБОТИ

Метою даного дослідження є комплексний аналіз особливостей будови карпатського флішу та оцінка сучасних методів визначення його фізико-механічних параметрів. Особлива увага приділяється впливу літологічного складу, тріщинуватості та структурних особливостей флішу на його механічну поведінку, а також порівнянню традиційних і сучасних підходів до оцінки його міцності та деформаційних характеристик. Дослідження спрямоване на узагальнення існуючих методик, виявлення їхніх обмежень та перспектив вдосконалення, що є важливим для геотехнічних розрахунків при проєктуванні інженерних споруд у Карпатському регіоні.

КАРПАТСЬКИЙ ФЛІШ: ГЕОЛОГІЧНА БУДОВА ПОРОДИ

Карпатський фліш – це складна геологічна система, що формується переважно чергуванням шарів пісковиків, алевролітів, аргілітів та інших осадових порід. Він є типовим для зон передгір'їв і гірських хребтів Карпат, утворюючись у процесі осадонакопичення в глибоководних басейнах. Флішеві відклади, які показано на рис. 1 та 2. мають специфічну будову, що значно впливає на їхні фізико-механічні параметри та поведінку в умовах зовнішніх навантажень.

Фліш формується внаслідок турбідитних потоків – підводних зсувів і грязекаменевих потоків, що переносять і відкладають осадовий матеріал на морському дні. Ці процеси відбуваються в умовах нестабільних континентальних окраїн, що сприяє формуванню складної стратиграфічної будови. В результаті цього виникають послідовності шарів різної потужності, що складаються з чергування пісковиків і глинистих порід.

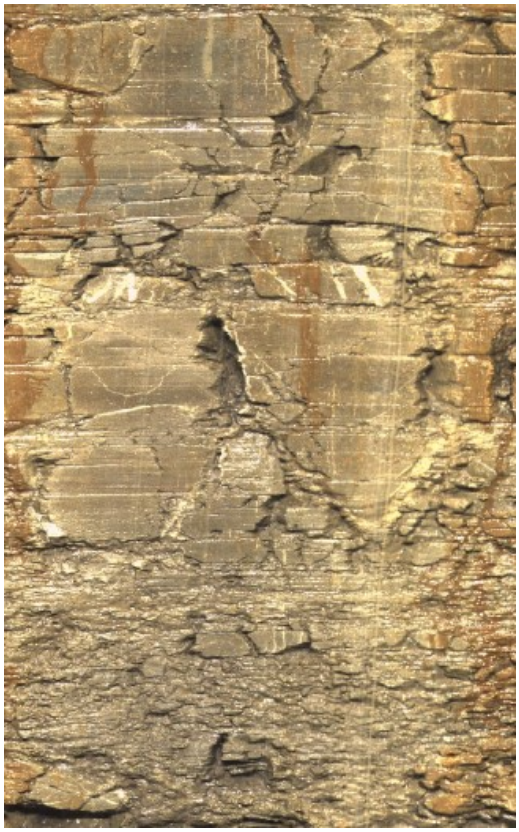


Рис.1. Фрагмент флішу в розрізі.
Fig.1. Flysch fragment in section.

Рис.2. Загальний вигляд флішу.
Fig.2. General appearance of flysch.

Структурно-тектонічні особливості карпатського флішу полягають у його інтенсивній тріщинуватості, що зумовлена складчастими деформаціями, які виникли під час альпійського орогенезу. Це призводить до

формування зон слабкості, які можуть бути потенційними площинами зсувів. Флішові породи зазнали багаторазових тектонічних деформацій, що призвело до порушення їхньої первісної нашарованості та створення складних складчасто-насувних структур. Внаслідок цього в Карпатах виділяють різні структурні покриви, такі як Кросненська зона, Дуклянський покрив та інші.

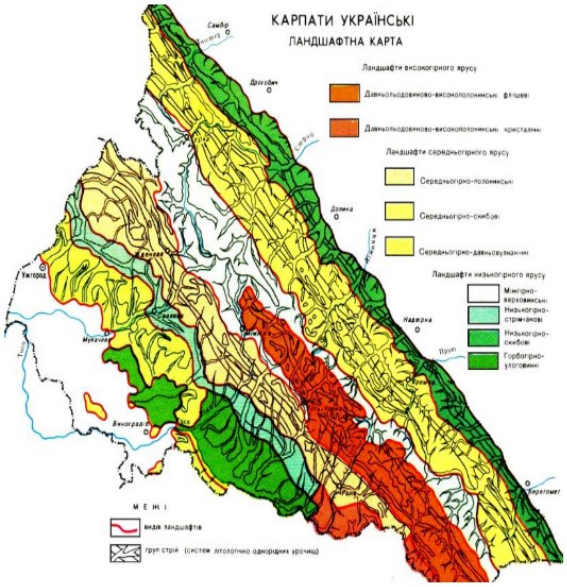


Рис.3. Ландшафтна карта Карпат.
Fig.3. Landscape map of the Carpathians.

Залежно від переважного типу порід у розрізі виділяють пісковиковий, аргілітовий та змішаний фліш. Кожен із цих типів має різні інженерно-геологічні характеристики та вимагає специфічного підходу до дослідження. Пісковиковий фліш містить масивні пісковики, що мають вищу міцність і пружність, у той час як аргілітовий фліш складається переважно з маломіцних глинистих порід, які швидко розмокають і втрачають несучу здатність.

Фізико-механічні властивості флішу визначаються його мінералогічним складом, структурою та ступенем порушення. Основними параметрами, що впливають на механічну поведінку порід, є міцність на стиснення, зсув і розтяг, деформаційні характеристики, а також водонасиченість і фільтраційні властивості. Пісковики, що входять до складу флішу, зазвичай мають високу міцність і пружність, у той час як аргіліти й алевроліти значно слабші і більш схильні до розмокання.

Значний вплив на механічні характеристики флішу має його тріщинуватість. Зони підвищеної тріщинуватості є областями концентрації напружень, що може спричиняти локальні руйнування та обвали. Орієнтація тріщин також відіграє важливу роль у стійкості схилів, оскільки вона визначає можливі напрямки розвитку зсувів

Однією з ключових особливостей карпатського флішу є його анізотропія – неоднорідність фізико-механічних властивостей у різних напрямках. Вона обумовлена переважно шаруватою будовою та орієнтацією мінеральних зерен, що формуються під впливом геодинамічних процесів. Анізотропія впливає на міцність і деформаційні характеристики порід, що особливо важливо при розрахунках стійкості схилів, проектуванні підземних споруд та оцінці ризиків геотехнічних процесів. Наприклад, міцність породи в напрямку, перпендикулярному до шарів, може бути значно нижчою, ніж уздовж них, що впливає на поведінку породи при навантаженні та її руйнування.

У Карпатах фліш відіграє ключову роль у формуванні геодинамічно активних зон, де часто спостерігаються зсуви та обвали. Водонасичення порід значно знижує їхню міцність, що особливо критично для аргілітів, які при зволоженні можуть втрачати до 70% своєї початкової міцності. Ці особливості необхідно враховувати при проектуванні інженерних споруд, особливо доріг, тунелів і підпірних стін у регіоні Карпат.

Рис.4. Загальний вигляд зміни напрямку в фліші.
Fig.4. General view of the change in direction in the flysch.

Таким чином, карпатський фліш є складною геологічною системою, що поєднує різні типи порід з неоднорідною структурою. Його формування, фізико-механічні характеристики та анізотропія мають значний вплив на інженерно-геологічні умови території, що потребує комплексного підходу до його вивчення.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ МЕХАНІЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ФЛІШУ

Дослідження механічних параметрів флішу включає комплексний підхід, що поєднує польові та лабораторні методи. Кожен із цих методів має свої особливості, переваги та обмеження, які необхідно враховувати при визначенні інженерно-геологічних характеристик порід.

Польові методи, такі як статичне та динамічне зондування, дозволяють отримати інформацію про міцнісні та деформаційні властивості ґрунтів в природних умовах. Випробування статичним і динамічним зондуванням дозволяють оцінити опір ґрунтів проникненню зондів і визначити їхню щільність, пористість та несучу здатність. Прямі випробування на зріз і штампування застосовуються для визначення граничного напруженого стану масиву, отримання параметрів міцності та деформаційних характеристик порід. Однак, для флішових ґрунтів не можливо використовувати дані методи дослідження. Одним з польових методів, за допомогою якого можна визначити механічні властивості флішу є пресіометричний метод. За допомогою скельного дилатометра можливо визначити деформацію породи під дією контрольованого тиску та отримати значення механічних характеристик породи.

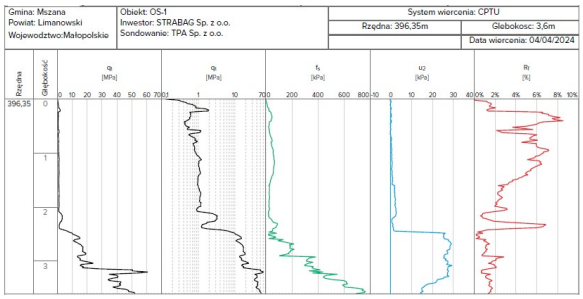


Рис.5. Результати статичного зондування.
Fig.5. Results of CPTu test.

Для дослідження флішу можна використати два основні методи буріння – шнекове і колонкове. Кожен із них має свої переваги та обмеження, проте для вивчення флішових ґрунтів вибір методу має ключове значення.

Шнекове буріння є відносно швидким і дешевшим способом створення свердловин. Воно передбачає використання бурового шнека, який обертається і виносить ґрунт на поверхню. Цей метод добре підходить для дисперсних ґрунтів, оскільки дозволяє отримати загальну інформацію про будову ґрунтових шарів. Однак шнекове буріння не підходить для флішових відкладів. Фліш складається з чергування глинистих і піщаних порід, а також щільніших прошарків, які можуть деформуватися під час буріння. Це призводить до змішування зразків і втрати їх природної структури, що ускладнює точний аналіз геологічних умов.

Колонкове буріння є дорожчим, але значно ефективнішим методом для дослідження флішу. Його основна перевага – отримання якісних кернів, які зберігають природну послідовність і стан шарів порід. Це дає змогу детально аналізувати структуру ґрунтів, визначати фізико-механічні властивості та оцінювати можливі деформації.

Крім того, колонкове буріння дозволяє опускати камеру у свердловину для візуального огляду її стінок, що дає додаткові дані про склад і стан порід. Метод потребує використання спеціального обладнання, зокрема бурових коронок і промивних рідин, що ускладнює і здорожчує процес буріння. Однак у складних геологічних умовах, зокрема у флішових товщах, саме колонкове буріння є найкращим способом отримання достовірної інформації про будову ґрунтів.

Таким чином, хоча шнекове буріння є економічнішим і може бути корисним для швидкої оцінки нашарувань, воно не підходить для флішу через ризик змішування зразків. Колонковий метод, хоч і дорожчий, дозволяє отримати більш точні дані та дає змогу проводити візуальний огляд свердловини (рис. 6), що робить його незамінним для детального дослідження флішових порід.

Рис.6. Керни флішових порід.
Fig.6. Core samples of flysch rocks.

До польових методів також відносять і геофізичні. Ці методи використовуються для непрямої оцінки фізико-механічних параметрів флішу та дозволяють отримати інформацію про структурні особливості масиву. Сейсморозвідка, зокрема методи відбитих і заломлених хвиль, дозволяє визначити з якою швидкістю хвилі проходять крізь ґрунт, які корелюють із їхньою щільністю та міцністю та дають можливість визначити такий параметр скельного ґрунту як RMR (rock mass rating). Електророзвідка, зокрема метод опору, застосовується для оцінки водонасиченості порід, отримання інформації про пори та визначення зон можливих зсувів, однак має певні вимоги по температурі навколишнього середовища. Георадарні дослідження дозволяють отримати детальне зображення внутрішньої структури масиву, виявити тріщинуватість і приховані зони послаблення, однак на результати суттєво впливає рівень ґрунтових вод. Отже, геофізичні методи є швидкими та економічно ефективними, проте вони мають обмеження у точності та потребують калібрування за даними польових і лабораторних випробувань.

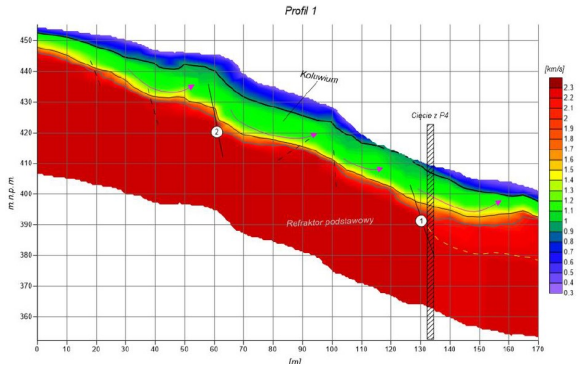


Рис.7. Результати геофізичних досліджень (швидкість проходження хвиль).
Fig.7. Results of geophysical studies (wave velocity propagation).

Лабораторні методи дослідження механічних параметрів флішу спрямовані на вивчення зразків порід у контрольованих умовах. Випробування на одноосьовий і тривісний стиск дозволяють визначити основні характеристики міцності, такі як межа міцності при стиску, кути внутрішнього тертя та зчеплення. Дослідження гранулометричного складу та мінералогічного складу допомагають оцінити структурно-текстурні особливості породи, які впливають на її поведінку при навантаженні. Випробування на водопроникність та набухання критично важливі для визначення чутливості флішу до зміни вологості, що є ключовим фактором у розвитку зсувних процесів. Додатково проводяться випробу-

вання на розтягування та міцність при циклічних навантаженнях, що дозволяє оцінити поведінку флішу в умовах динамічного впливу. Лабораторні дослідження забезпечують високу точність отриманих параметрів, проте вони не завжди відображають реальну поведінку масиву через зміну напруженого стану при відборі зразків.

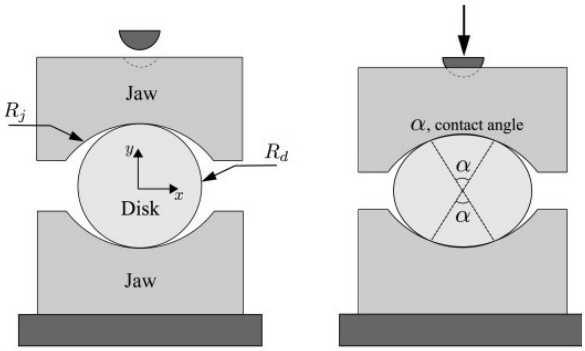


Рис.8. Схема бразильського тесту на розтяг.
Fig.8. Diagram of the Brazilian tensile test.

Комплексне застосування цих методів дозволяє отримати всебічну характеристику механічних параметрів флішу, що є критично важливим для оцінки стійкості схилів, проектування будівельних конструкцій та прогнозування геодинамічних процесів. Ґрунтовний аналіз отриманих результатів дає змогу виявити взаємозв'язки між фізико-механічними параметрами флішу та впливом природних і техногенних чинників, що сприяє розробці ефективних інженерних рішень для стабілізації геодинамічно небезпечних зон.

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОВЕДІНКИ ФЛІШУ

Числове моделювання є ключовим методом для аналізу механічної поведінки флішу, оскільки дозволяє прогнозувати його реакцію на навантаження та зміну зовнішніх умов. Основні моделі, що використовуються для числового аналізу флішу, включають лінійно-пружні, пластичні, гіпопластичні, та анізотропні моделі, однак, для вибору моделі, яка могла б імітувати поведінку флішових порід найбільш наближено до реальної поведінки, потрібно виконувати додаткові дослідження.

Лінійно-пружна модель є найпростішою і передбачає, що напруження σ і деформації ε пов'язані лінійною залежністю через закон Гука:

$$\sigma = C \cdot \varepsilon, \qquad (1)$$

де σ – напруження, C – тензор пружності, який залежить від модуля пружності та коефіцієнта Пуассона, ε – деформації. Ця модель підходить для найпростіших розрахунків або попереднього аналізу. Однак вона має значне обмеження: не враховує незворотні деформації, які можуть виникати внаслідок пластичної деформації матеріалу, та не має межі міцності – що робить її непридатною для аналізу поведінки флішу.

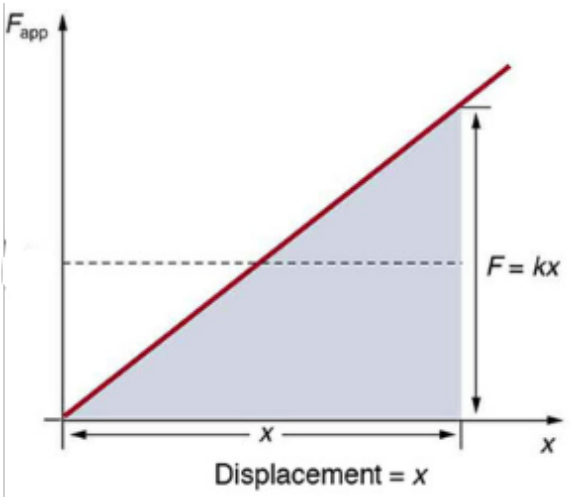


Рис.9. Графік до закону Гука.
Fig.9. Graph of Hooke's law.

Модель Мора-Кулона використовується для опису пружно–пластичної поведінки матеріалу. Вона базується на критерії руйнування:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\varphi), \qquad (2)$$

де τ – напруження зсуву, c – питоме зчеплення, σ_n – нормальні напруження, φ – кут внутрішнього тертя. Ця модель ефективно описує поведінку матеріалів, однак вона має обмеження при моделюван-

ні поведінки породи в умовах високих навантажень і розвитку складних структурних змін, коли потрібно враховувати в'язкі деформації та інші нелінійні ефекти, які можуть бути важливими для флішу.

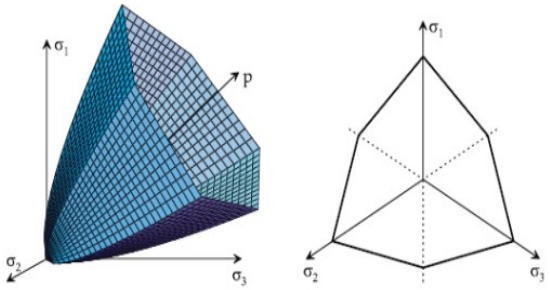


Рис.10.Поверхня текучості Мора–Кулона.
Fig.10. Mohr-Coulomb yield surface.

Гіпопластична модель є більш складним та точним підходом до опису поведінки флішу, оскільки вона враховує нелінійність зв'язку між напруженням і деформацією, а також залежність жорсткості від історії навантаження. Це дозволяє моделювати поведінку флішу в умовах, коли матеріал зазнає постійних або циклічних навантажень.

У гіпопластичній моделі відображена залежність жорсткості від розвитку деформацій, що є важливим для таких матеріалів, як фліш, де з часом може відбуватися деградація породи або її зміна під впливом зовнішніх сил. Ця модель є адаптацією ідеї моделей, схожих на "hardening soil", оскільки вона включає зміни в модулі пружності в залежності від рівня напруження і зміни структурних характеристик матеріалу. Однак, на відміну від простих моделей «hardening soil», гіпопластична модель здатна описувати більш складні поведінкові характеристики, такі як пластичні та в'язані деформації, а також структурні зміни матеріалу при великих і тривалих навантаженнях.

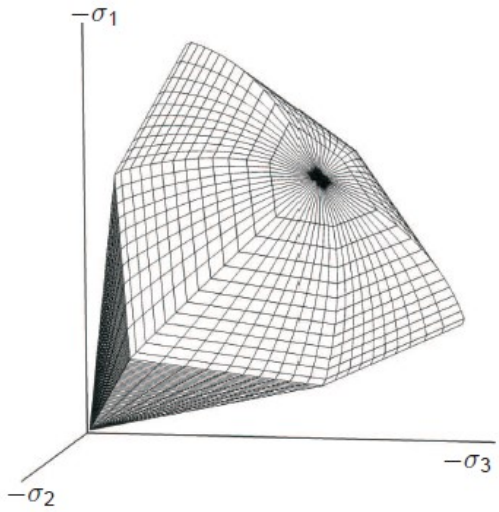


Рис.11. Поверхня текучості моделі Hardening Soil.
Fig.11. Hardening Soil model yield surface.

Модель Hoek-Brown є однією з найбільш розповсюджених моделей для аналізу тріщинуватих гірських порід, зокрема флішу, і застосовується для оцінки механічної поведінки в умовах складних навантажень, характерних для гірських порід, які містять тріщини та інші дефекти. Вона описується наступними рівняннями:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a, \qquad (3)$$

де σ_1 і σ_3 – головні напруження, m_i – параметр, який залежить від типу породи, σ_{ci} .– межа міцності на стиск, m_i – параметр, який залежить від типу ґрунту.

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right), \qquad (4)$$

де GSI – емпіричний індекс геологічної міцності, який залежить від якості породи, D – параметр, який залежить від ступеня порушення породи, який вона зазнає внаслідок вибуху/екскавації.

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right), \qquad (5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right), \qquad (6)$$

Ця модель є дуже корисною для аналізу поведінки флішу в умовах складних навантажень, таких як при проєктуванні тунелів, гірських виробок чи оцінки стійкості схилів.

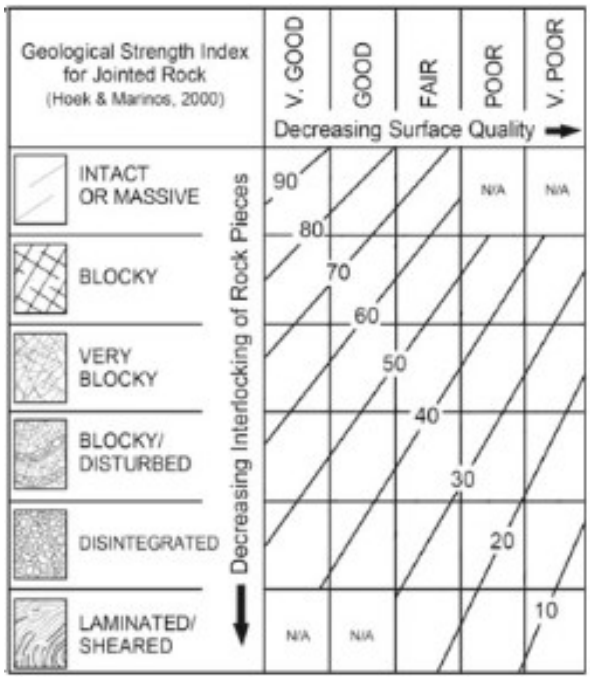


Рис.12.Таблиця для визначення GSI.
Fig.12. Table for determining GSI.

У деяких програмних комплексах, наприклад в ПК Rocscience, існує можливість використання анізотропних моделей матеріалу, які особливо важливі для моделювання флішу через його неоднорідну структуру.

Анізотропія означає, що механічні властивості матеріалу залежать від напрямку волокон/шарів. Це важливо для флішу, оскільки він складається з чергування слабших глинистих прошарків і міцніших піщаних або вапнякових верств. У Rocscience анізотропні моделі дозволяють:

- Враховувати різні міцнісні характеристики залежно від орієнтації шарів.
- Використовувати напрямні залежності для напружень і деформацій.
- Більш точно моделювати руйнування і зсувні процеси у флішових масивах.

Зокрема, моделі Anisotropic Strength Model та Anisotropic Elastic Model можуть бути використані для оцінки поведінки породи, якщо її структура має істотний вплив на механічні властивості.

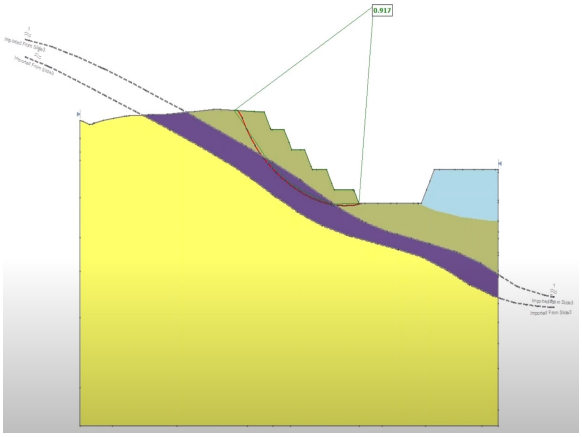


Рис.13. Приклад розрахунку стійкості схилу з урахуванням анізотропних властивостей шару ґрунту
Fig.13. Example of slope stability calculation considering the anisotropic properties of the soil layer.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Карпатський фліш є складною геологічною системою, яка характеризується значною варіативністю фізико-механічних властивостей, зумовленою його шаруватою будовою, тріщинуватістю та анізотропією. Це суттєво впливає на поведінку флішу під навантаженням, визначаючи його міцність, деформаційні характеристики та стійкість схилів. Традиційні методи оцінки фізико-механічних параметрів флішу, такі як лабораторні та польові випробування, дозволяють отримати важливі дані про механічні характеристики порід, однак мають обмеження, пов’язані зі значною неоднорідністю флішових масивів та складністю масштабування отриманих результатів. Колонкове буріння може дати бага то інформації про нашарування ґрунтів, але враховуючи що нашарування флішу можуть досить різко змінювати напрямок, з’являється необхідність у виконанні великої кількості све-

рдловин.

Геофізичні методи, зокрема сейсмічні, електророзвідка та георадарні дослідження, є ефективним засобом оцінки тріщинуватості флішу та виявлення зон послаблення, проте їх результати потребують додаткового калібрування на основі польових і лабораторних випробувань. Використання числового моделювання значно розширює можливості прогнозування механічної поведінки флішу. Методи кінцево-елементного аналізу (FEM), дискретно-елементного моделювання (DEM) дозволяють враховувати нелінійні ефекти, пластичні деформації, тріщинуватість та анізотропні властивості породи. Використання різних моделей, зокрема Мора-Кулона, Hoek-Brown, гіпопластичних та анізотропних моделей, забезпечує високу точність розрахунків і можливість оцінки стійкості схилів, поведінки флішу під навантаженням і прогнозування геодинамічних процесів.

Найбільш ефективним підходом до оцінки механічних властивостей флішу є поєднання кількох методів дослідження, що дозволяє мінімізувати невизначеність у прогнозах та отримати більш достовірні результати. Подальші дослідження мають бути спрямовані на вдосконалення методів числового моделювання, розширення використання геофізичних методів та розробку рекомендацій щодо стабілізації схилів і фундаментів у флішових товщах Карпатського регіону.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бара́нник, О. (2018). Особливості формування морфогенетичних властивостей гірсько-лучно-буроземних ґрунтів Чорногірського масиву Українських Карпат. Вісник Львівського університету. Серія географічна.
2. Rossi, M., & Brambilla, L. (2018). Lithological characteristics and engineering properties of flysch deposits in the Northern Apennines, Italy. Journal of Engineering Geology.
3. García, L., & Fernández, M. (2020). Mechanical behavior of flysch rocks: A case study from the Pyrenees. Rock Mechanics and Rock Engineering.
4. Kováčik, J., & Kováč, P. (2016). Landslides in flysch zones of the Western Carpathians. Geographia Slovaca.
5. Hoek, E., Carranza-Torres, C. T., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symposium (Vol. 1, pp. 267–273). Toronto, Canada.
6. Rocscience Inc. (n.d.). *Rocscience software documentation*. Rocscience. Retrieved from https://www.rocscience.com.

REFERENCES

1. Barannyk, O. (2018). Osoblyvosti formuvannya morfohene-tychykh vlastyvostei hirs'ko-luchno-burozemnykh hruntiv Chornohirs'koho masyvu Ukraïns'kykh Karpat. *Visnyk L'vivs'koho universytetu. Seriya heohrafichna*.
2. Rossi, M., & Brambilla, L. (2018). Lithological characteristics and engineering properties of flysch deposits in the Northern Apennines, Italy. Journal of Engineering Geology.
3. García, L., & Fernández, M. (2020). Mechanical behavior of flysch rocks: A case study from the Pyrenees. Rock Mechanics and Rock Engineering.
4. Kováčik, J., & Kováč, P. (2016). Landslides in flysch zones of the Western Carpathians. Geographia Slovaca.
5. Hoek, E., Carranza-Torres, C. T., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symposium (Vol. 1, pp. 267–273). Toronto, Canada.
6. Rocscience Inc. (n.d.). *Rocscience software documentation*. Rocscience. Retrieved from https://www.rocscience.com.

Features of the Structure of the Carpathian Flysch and Modern Methods for Assessing Its Physical and Mechanical Properties

Liudmyla BONDAREVA,
Vasyl BEHAN

Summary. The Carpathian flysch is a complex geological formation characterized by alternating

layers of sandstone, aleurolite, and clayey shale, significant fracturing, and anisotropy of mechanical properties. These features substantially influence the formation of geological processes, including slope stability assessment, bearing capacity determination, and the likelihood of landslide deformations. Studying the physical and mechanical parameters of flysch is an important task, as they determine the behavior of rocks under the influence of natural and anthropogenic factors.

This paper analyzes modern methods for evaluating the mechanical characteristics of the Carpathian flysch, which include laboratory and field studies. Field methods (SPT, CPTu, pressuremeter tests, rock dilatometers, geophysical studies) allow for the assessment of soil resistance, strength parameters, and other important characteristics directly in their natural state. The paper explores the possibility of conducting dynamic and static probing in the Carpathian flysch conditions. Geophysical methods, including seismic-acoustic testing, electrical resistivity, and ground-penetrating radar studies, provide information about the possible size of the degraded zone, indirect assessment of the strength and fracturing of rocks at significant depths. Laboratory studies (unconfined compression, shear tests) provide a detailed analysis of structural features and the material's behavior under various loads.

Special attention is given to numerical modeling of the mechanical behavior of flysch. The paper discusses the main numerical models that can be applied to model flysch rocks, including linear-elastic, elastic-plastic, hypoplastic, and models that account for anisotropy. The advantages of using anisotropic material models are considered, as they allow for a more accurate assessment of the influence of layering orientation on the strength and deformation properties of flysch.

As a result, it can be concluded that a comprehensive approach combining laboratory, field methods, and numerical modeling is the most effective for assessing the mechanical characteristics of flysch. The obtained data can be used for slope stability forecasting, stabilization measures development, and engineering structure design in regions with flysch deposits.

Keywords. Carpathian flysch, numerical modeling, anisotropy, Hoek-Brown, slope stability

Особливості роботи силосів за складних геотехнічних умов

Юрій ВИННИКОВ [1], Максим ХАРЧЕНКО [2], Олексій КІЧАСОВ [3], Валентин МАРЧЕНКО [4]

[1, 2, 3] Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
24, просп. Першотравневий, м. Полтава, Україна, 36011
[4] ТОВ «Науково-технічне підприємство «АЛЬМАГРУП»
122, вул. Небесної Сотні, м. Полтава, Україна, 36000
[1] vynnykov@ukr.net, https://orcid.org/0000-0003-2164-9936
[2] kharchenkomo@ukr.net, https://orcid.org/0000-0002-1621-2601
[3] oleksiikichasov@gmail.com, https://orcid.org/0009-0009-6719-7892
[4] design@almagroup.com.ua, https://orcid.org/0009-0006-9614-1765

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.32-44

Анотація. Доведено, що робота металевих силосів з гофрованою стінкою для зберігання зерна за складних геотехнічних умов суттєво залежить від діаметру силосу та співвідношення його діаметру до висоти. Основним фактором є тиск від зерна на днище, який зі збільшенням діаметру силосу теж зростає. Тому авторами запропоновано поділити всі силоси заводського виготовлення на 3 групи: 1) малого діаметру d = 11…16 м з висотою h = 11…18,7 м (при співвідношенні h/d=0,75…1,6), для яких тиск на днище від зерна коливається в межах 80…120 кПа; 2) середнього діаметру від 16 до 22 м з висотою 14,3…24,2 м (співвідношення h/d = 0,65…1,5), для яких тиск на днище від зерна – 120…160 кПа; 3) великого діаметру від 22 до 28 м з висотою 18,7…24,2 м (співвідношення h/d =0,67…1,1), для яких тиск на днище від зерна – 160…200 кПа. Обґрунтовано, що кожна група силосів у відповідності до наведеного критерію має свою особливість роботи у складних геотехнічних умовах. Зокрема, для силосів першої групи на слабких і просадочних основах можливо використовувати фундаменти на природній основі, а також на ґрунтових подушках.

Встановлено, що для силосів другої групи доцільно армувати слабкі та просадочні грунти чи прорізати їх пальовими фундаментами, особливо для основи днища, або застосовувати коректно обгрунтовані розрахункові моделі спільної роботи складових частин системи «просадочна (слабка) ґрунтова основа – кільцевий фундамент – підсилосна галерея – ущільнена основа – плита днища» (ОФС).

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

Максим ХАРЧЕНКО
доцент кафедри буріння та геології, к.т.н., доцент

Олексій КІЧАСОВ
аспірант

Валентин МАРЧЕНКО
провідний інженер, к.т.н.

Для силосів третьої групи за умови їх будівництва в складних геотехнічних умовах рекомендовано зводити фундаментну плиту (при її спиранні на пальову або армовану основу), яка стане спільним фундаментом під стінки, днище й підсилосну галерею.

Результати обстежень і числового моделювання підтверджують, що друга група силосів є найбільш схильною до експлуатаційних ускладнень, особливо за умов недотримання геотехнічного контролю при ущільненні зворотної засипки під днищем.

Запропоновано комплекс рекомендацій, що враховують вплив співвідношення h/d, рівень навантажень та тип ґрунтової основи при виборі типу фундаментів, що підвищує надійність і довговічність конструкцій.

Ключові слова. Металевий силос з гофрованою стінкою, слабка і просадочна ґрунтова основа, напружено-деформований стан, кільцевий фундамент, фундаментна плита днища з підземною галереєю, діаметр і висота силосу, навантаження на плиту днища.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Останнім часом для зберігання зерна найбільш широко використовують металеві силоси з гофрованою стінкою заводського виробництва. Даний тип силосів має ряд переваг, зокрема зменшення товщини металу стінки, краща стійкість елементів оболонки, зниження вартості та спрощення монтажу. Основною специфікою такої конструкції силосів є зовсім інше значення коефіцієнтів тертя об стінки гофрованого профілю, що в 1,5-2 рази більші, ніж за гладкою поверхнею. Це спричиняє зміну в розподілі навантажень на стінку та днище.

Неврахування перелічених особливостей призводить до ситуацій, коли відбувається зниження експлуатаційних характеристик силосу, зокрема, споруда зазнає наднормативного крену, нерівномірних осідань за периметром кільцевого фундаменту під стінкою силосу, нерівномірних осідань між його окремими частинами (кільцевим фундаментом, підсилосною галереєю та днищем), що супроводжується утворенням тріщин у залізобетонних конструкціях, перекосом металевих елементів надсилосних галерей, виходом з ладу технологічного обладнання, зміною напружено-деформованого стану (НДС) всіх елементів силосу та відповідно зниженням загального терміну нормальної експлуатації. Особливо подібні наслідки характерні для експлуатації силосів за складних геотехнічних умов, зокрема за наявності просадочних і слабких масивів.

Згідно з аналізом літературних джерел (Coduto et al., 2015) і норм інших країн (ACI 313-16:2016, 2016) не виявлено чітких рекомендацій щодо вибору конструктивних систем фундаментів силосів для зерна. З досвіду власних досліджень роботи силосів у складних геотехнічних умовах можливо зробити певне узагальнення, що суттєвим чинником є вибір конструкції елементів системи ОФС. На нашу думку, на вибір коректного (надійного) рішення найбільше впливає співвідношення *h/d*, де *h* – висота циліндричної частини силосу, а *d* – діаметр силосу. Тому в межах цієї статті буде обґрунтовано роботу силосів з гофрованою стінкою заводського виготовлення для зберігання зерна в складних геотехнічних умовах (слабкі та просадочні ґрунтові масиви) та запропоновано раціональні конструктивні рішення основ і фундаментів і моделі їх розрахунку залежно від спів-відношення *h/d*.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Серед основних напрямів досліджень, присвячених функціонуванню металевих силосів, важливе місце займають вивчення розподілу тиску на їх стінки та днище (Махінько & Махінько, 2021). Результати натурних геодезичних вимірювань засвідчили суттєву нелінійність у розподілі навантажень між стінками й днищем у процесі завантаження силосів (Fank et al., 2018), що має відображення і в нормативних документах деяких країн (AS 3774, 1996).

Надійна експлуатація силосів залежить від стану основи їх фундаментів, особливо за наявності просадочних властивостей у ґрунтів. Досвід показує, що зведення споруд на просадочних або слабких ґрунтах не рідко супроводжується наднормативними і подеколи нерівномірними деформаціями (осіданнями, кренами) різних частин споруд, що може призводити до ускладнень при їх експлуатації та навіть аварій (Laier et al., 2008).

Для зниження величин деформацій основ застосовують ефективні конструктивні рішення фундаментів, зокрема пальові та коробчасті (Мозговий & Бутенко, 2022; Bernardes et al., 2021; Дворник та ін., 2019; Носенко & Кашоїда, 2021; Підлуцький &

Литвин, 2020). Широко апробовано й підсилення основ силосів вертикальними ґрунтоцементними елементами (ГЦЕ), які підвищують жорсткість основи і зменшують нерівномірність деформацій (Butenko et al., 2024; Dhaybi et al., 2012). Водночас стохастичний характер ґрунтових параметрів потребує застосування імовірнісного підходу до оцінювання ефективності цих рішень (Винников та ін., 2012; Ching, 2022).

Окрему увагу приділяють дослідженню взаємного впливу споруд у багатосилосних системах. Показано, що осідання окремого силоса залежить від стану заповнення суміжних споруд і наявності жорстких включень в основі, бо ці фактори перерозподіляють напруження (Rebolledo et al., 2022).

Загалом, результати попередніх досліджень підкреслюють необхідність комплексного підходу до аналізу роботи системи ОФС з урахуванням просторового характеру навантажень, складних геотехнічних умов, підсилення основи та взаємного впливу споруд, тощо.

МЕТА РОБОТИ

Тому за мету роботи прийнято обґрунтувати роботу силосів з гофрованою стінкою заводського виробництва для зберігання зерна в умовах слабкої та просадочної ґрунтової основи залежно від співвідношення висоти силосу до його діаметру.

Для досягнення мети вирішувалися такі задачі:

– аналіз основних типорозмірів металевих силосів із гофрованою стінкою заводського виготовлення;

– аналіз методик визначення навантажень на стінки силосу та на його днище від зерна залежно від типорозмірів металевих силосів із гофрованою стінкою;

– визначення факторів впливу на роботу основ і фундаментів силосів у складних геотехнічних умовах;

– узагальнення результатів розрахунків й обстеження технічного стану силосів з різними типорозмірами в складних геотехнічних умовах;

– підбір раціональних конструкцій фундаментів залежно від типорозмірів силосів для їх безпечної експлуатації у складних геотехнічних умовах;

– більш детальний аналіз роботи силосів, для яких виявлено найбільший відсоток ускладнень при експлуатації в складних геотехнічних умовах, а саме для другої групи (з тиском від зерна на днище $120 \le p_{vsq} < 160$ кПа).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Коректне урахування фактичних навантажень від зерна на стінки силосу та на його днище – це один із найбільш важливих чинників для прийняття вірного рішення за конструктивною схемою залізобетонної частини даної споруди. Просторова схема різних елементів залізобетонної частини споруди, в т. ч. системи її фундаментів, наведено на Рис. 1.

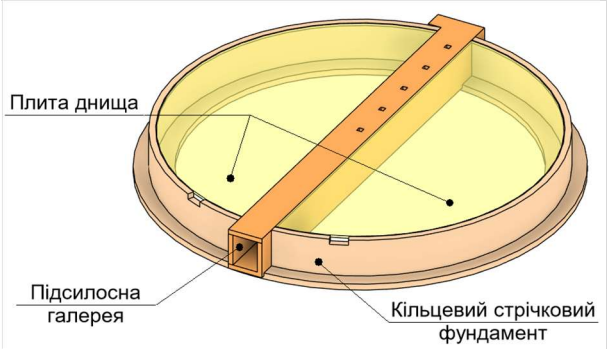


Рис.1. Принципова конструкція фундаментів силосу, що розглядається

Fig. 1. Basic design of the silo foundations in question

Класичною схемою є така система, коли під стінки силосу роблять кільцевий фундамент, а під днище – окремо фундаментну плиту, яку з'єднують з підсилосною галереєю. Таким чином, конструкція та габарити кільцевого фундаменту залежать від навантажень на стінки силосу й ґрунтів його основи. Конструкцію днища та підсилосної галереї, зазвичай, приймають незалежно від навантажень на неї та геотехнічних умов, ураховують при цьому лише технологічні рішення (конструкцію системи аерації підлоги, центральне вивантаження продукції,

розміщення транспортерів і т. ін.). При цьому основою днища, зазвичай, служить ущільнена піщана подушка. Крім того, інколи передбачають деформаційний шов між стінкою кільцевого фундаменту та плитою днища, в деяких випадках цей стик роблять жорстким, є пропозиції (Butenko та ін., 2024) щодо шарнірного виконання такого вузла. Звісно, що ці рішення суттєво залежать від фактичних і розрахункових навантажень та впливів на ці конструктивні елементи. З досвіду авторів саме вплив роботи плити днища не враховується в більшості випадків, що призводить до суттєвого ускладнення експлуатації силосів, а інколи навіть до аварійних ситуацій.

Підхід у визначенні навантажень у ДБН В.2.2-8-98 (нині недіючий, але його ще використовували при проектуванні значної частини споруд, які наразі в експлуатації) та ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012 суттєво відрізняється як за філософією розрахунку, так і за деталізацією вихідних даних. Зокрема, ДБН В.2.2-8-98 базується на спрощених нормативних навантаженнях без урахування специфіки роботи сучасних тонкостінних металевих силосів, у т. ч. не враховує вплив стану та форми поверхні стінок. Сума загальних навантажень на днище й стінки силосу в будь-який момент часу залишається рівною вазі зерна. Проміжні стани (завантаження та розвантаження) не враховуються.

Натомість ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012 передбачає більш деталізований підхід, що враховує сценарії завантаження, фізико-механічні властивості сипкого матеріалу та геометричні особливості конструкції силосу (у т. ч. стан поверхні металевих стінок). Зокрема, введено категорії шорсткості поверхні (від D1 до D4), де категорія D4 відповідає гофрованим стінкам, що має суттєвий вплив на величину горизонтального тиску з боку зернової маси.

Також при зборі навантажень враховується мінливість фізико-механічних параметрів продукції (його кут внутрішнього тертя, кут природного укосу, вага, тощо). Коефіцієнти тертя об стіни також отримують свої мінімальні та максимальні значення. При цьому сумарна величина навантаження на стінку й днище завжди буде вище, ніж загальна вага продукції.

Такий підхід враховує різноманітні ситуації, які виникають на різних стадіях завантаження та розвантаження силосу, непрямими методами враховуючи зміну розподілу навантажень між днищем і стінкою для сипучих матеріалів, які ще завантажуються та, які ущільнились під власною вагою після досягненні необхідних значень тиску.

Такий підхід дозволяє отримати більш реалістичні розрахункові навантаження на різні елементи сучасних силосів.

Авторами проведено аналіз основних типорозмірів металевих силосів із гофрованою стінкою заводського виробництва. Для аналізу взято типорозміри силосів на базі каталогу одного із підприємств-виробників (KMZ Industries, б. д., 2025).

При цьому розглянуто лише випадок, коли вивантаження зерна відбувається центрально через підсилосну галерею, а відношення висоти до діаметру силосу знаходиться в межах $0{,}65 < h/d < 1{,}6$, де h – висота циліндричної частини силосу, а d – діаметр силосу.

Співвідношення h/d має суттєвий вплив на перерозподіл навантажень від зерна на стінки та на днище для металевих силосів із гофрованою стінкою.

Для всіх типорозмірів силосів із гофрованою стінкою заводського виготовлення було визначено величину рівномірно розподіленого навантаження на днище при повному завантаженні силосу. Прийняті в розрахунку геометричні позначення та схему прикладання навантажень на верхньому обрізі фундамента силоса показано на Рис. 2.

Збір навантажень виконано для пшениці за типовими характеристиками, які наведено у Додатку Е табл. Е1 ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012.

Зокрема, вертикальний тиск на плоскі днища визначено згідно з вказівками п. 6.2.2 за формулою

$$p_{vsq} = p_{vb} + \Delta p_{sq}\left(\frac{2{,}0-{}^{h_c}/_{d_c}}{2{,}0-{}^{h_{tr}}/_{d_c}}\right), \qquad (1)$$

де Δp_{sq} – різниця між вертикальними тисками, визначеними за двома методами, для бункера малої гнучкості;

p_{vb} – вертикальний тиск на рівні основи бункера малої гнучкості;

h_{tr} – загальна висота насипного конуса на поверхні сипкого матеріалу;

h_c – висота вертикального ствола бункера від перехідного вузла до еквівалентної поверхні сипкого матеріалу

d_c – характеристичний розмір внутрішнього поперечного перерізу бункера.

Результати розрахунку навантажень на днище на етапі повного завантаження для всіх типорозмірів розглянутих силосів заводського виготовлення наведено в Табл. 1. Пропонується згрупувати силоси залежно від рівня навантажень на днище (Табл. 1). Зокрема, передбачено три групи, котрі виділено в Табл. 1 кольоровою індикації.

Кожна з виділених груп має свої характерні особливості взаємодії в межах системи ОФС, що необхідно враховувати шляхом адаптації конструкції фундаменту відповідним чином.

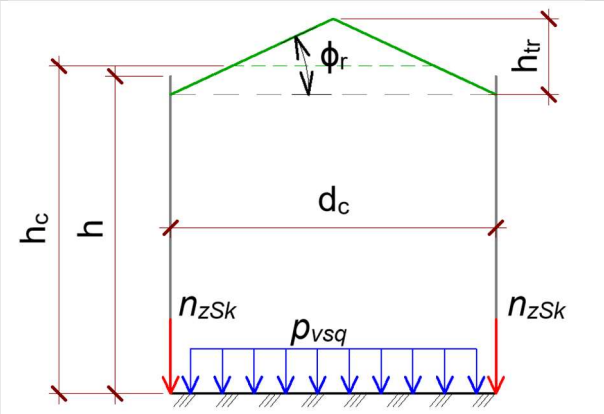


Рис.2. Геометричні параметри силосу та навантаження, що діють на рівні верхнього обрізу фундамента силоса

Fig. 2. Geometric parameters of the silo and the load acting at the level of the top of the silo foundation

Табл. 1. Значення розподіленого навантаження на днище силосу p_{vsq} залежно від його розмірів на етапі його повного завантаження

Table 1. The value of the distributed load p_{vsq} on the silo bottom depending on its size at the stage of its full loading

h, м \ d, м	11,0	14,7	16,0 (16,5)	18,0 (18,3)	20,0	22,0	28,0 (27,5)
11,0	82	101					
12,1	84	103	110				
13,2	86	106	113				
14,3	87	109	116	126	135	144	
15,4	89	111	118	128	138	148	
16,5	91	113	120	131	141	151	
17,6	92	115	122	133	144	154	
18,7		117	124	136	146	157	185
19,8			126	138	149	159	189
20,9			128	140	151	162	192
22,0			129	142	153	164	195
23,1			131	143	155	166	198
24,2			132	145	157	168	200

d – діаметр силоса, м; h – висота циліндричної частини силоса, м

Групи силосів за рівнем навантаження на плиту днища p_{vsq}, кПа:

Група 1 – p_{vsq} < 120 кПа; Група 2 – 120 ≤ p_{vsq} < 160 кПа; Група 3 – p_{vsq} > 160 кПа;

Типорозміри силосів, що не відповідають умові 0,8<h/d<1,5

Так базовою умовою для всіх трьох груп є досягнення близькості в значеннях деформацій окремих частин ОФС (кільцевого стрічкового фундаменту, підсилосної галереї та плити днища). Додатковою умовою є необхідність коректного урахування деформативності зворотної засипки під плиту днища, оскільки для всіх типів розглянутих силосів днище працює за ґрунтом.

Дуже часто при укладанні зворотної засипки (піщаної подушки) з пошаровим ущільненням допускають суттєві відхилення (похибки щодо гранулометричного складу матеріалу, відсутність контролю якості ущільнення і т. ін.) і як наслідок вже при першому завантаженні силосу плита днища отримує нерівномірні деформації та наднормативні прогини.

Це, у свою чергу, виклакає значний перерозподіл навантажень між днищем і стінками силосу, а також до суттєвого перевантаження основи кільцевого фундаменту та підсилосної галереї.

Для першої групи силосів навантаження на днище не перевищує 120 кПа. Це характерно для відносно невеликих силосів діаметром 11…16 м з висотою 11,0…18,7 м, тобто співвідношення h/d = 0,75…1,6.

У таких силосах розміри поперечного перерізу підсилосної галереї та кільцевого фундаменту більшою мірою задаються конструктивними й технологічними вимогами та є значними порівняно з розмірами самої споруди.

Зокрема, товщина плити днища, як правило, складає 150…400 мм і збільшується разом з діаметром силосу. Для забезпечення менших прогинів і згинальних моментів у плиті днища для силосів цього типу доцільним виконувати обпирання днища за контуром на кільцевий стрічковий фундамент.

При цьому перевагу необхідно надавати саме шарнірному з’єднанню (Butenko et al., 2024).

За таким рішенням додатково довантажено основу кільцевого фундаменту й вирівняно осідання (у т. ч. прогини) краю плити днища та кільцевого фундаменту.

При врахуванні значної згинальної жорсткості плити днища (прольот невеликий, бо одна частина буде спиратися на галерею, а інша на стінку кільцевого фундаменту; діаметри силосів незначні) зворотна засипка під нею не буде мати дуже суттєвого фактору впливу.

Тому майже все навантаження від зерна буде передаватися на основу кільцевого фундаменту й плиту підсилосної галереї та лише частково на зворотну засипку під днищем.

Для силосів першої групи, які характеризуються порівняно невеликими діаметрами і низьким рівнем навантаження на днище (до 120 кПа), за умов слабких чи просадочних грунтів (коли фундаменти на природній основі не відповідають умовам розрахунку) пальові фундаменти, зазвичай, економічно недоцільні.

Тому рекомендується підсилення природних основ, наприклад армуванням ґрунту (Винников та ін., 2012) чи влаштуванням піщаної подушки.

На Рис. 3 наведено приклад улаштування фундаментів силосів для першої групи. Зокрема, три силоси з розмірами d = 11,0 м і h = 11,0 м розташовано в смт. Дружба Тернопільської обл.

Основа фундаментів складена слабкими сильнослими ґрунтами товщиною до 9 м (модуль деформації E = 6 МПа), а тому під стрічковим фундаментом шириною 1,8 м влаштовано піщану подушку потужністю 1,4 м.

У цьому випадку примикання плити днища товщиною 200 мм до кільцевого фундаменту передбачено через деформаційний шов, а в якості основи влаштовано зворотну засипку з пошаровим ущільненням.

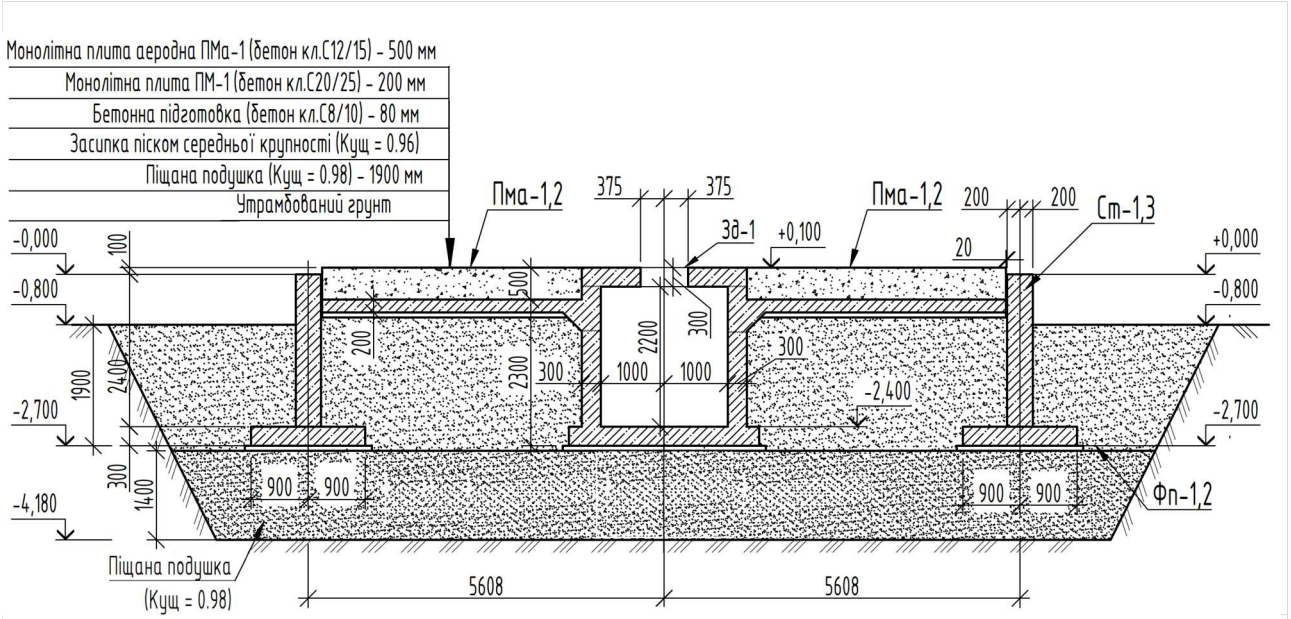


Рис.3. Конструкція системи ОФС для силосу діаметром 11,0 м (комплекс приймання зерна в смт. Дружба Тернопільської обл.)

Fig.3. Silo with a diameter of 11.0 m (Grain receiving complex, Ternopil region, Druzhba village)

При обстеженні даних споруд (загальний вигляд споруд наведено на Рис. 4) не виявлено значних кренів, нерівномірних деформацій і пошкоджень залізобетонних елементів їх фундаментів. Хоча споруди поряд (норійна вежа, зерносушарка) зазнали наднормативних кренів. Аналогічні дані виявлено і для інших споруд цього типу.

Рис.4. Загальний вид силосів у смт. Дружба Тернопільської обл.

Fig. 4. General view of silos in Druzhba village, Ternopil region.

Група 3 містить силоси, навантаження на днище у яких перевищує 160 кПа. Це характерно для великих силосів діаметром 22,0…28,0 м з висотою 18,7…24,2 м (співвідношення h/d = 0,67…1,1).

Великі розміри фундаменту в діаметрі, у т. ч. за периметром, вимагають значної уваги до рівномірності деформацій основ різних точок кільцевого фундаменту, на які спираються вертикальні стійки металевого силосу. Характерною особливістю силосів цього типу є великі діаметри плити днища й великі навантаження від зерна на неї. При цьому товщину плити днища збільшувати не раціонально. Спирати плиту днища на стінку кільцевого фундаменту категорично не рекомендується, оскільки через її дуже малу згинальну жорсткість будуть виникати локальні руйнування. Тому плита днища під навантаженням має суттєві прогини, особливо в зоні стику зі стінкою кільцевого фундаменту.

Збільшення ширини плити підземної галереї також є нераціональним і тому днище дуже часто має суттєві осідання як в центрі, так і на периферії порівняно з іншими елементами системи ОФС.

У разі некісного ущільнення зворотної засипки під днище всі вище перелічені проблеми суттєво прогресують. Особливо кри-

тичним є фактор перерозподілу навантаження зі стінок на перекошене днище та його подальше руйнування.

Тому для цієї групи силосів найбільш відповідальним є якість ущільнення засипки під днище. Більшість силосів цієї групи зазнають суттєвих ускладнень і навіть аварійних ситуацій при прийнятті в якості фундаментів окремо кільцевої стрічки та підсилосної галереї на природній основі й ущільненої подушки під плиту днища.

Оптимальним варіантом фундаментів для таких силосів є влаштування плитного фундаменту. Тоді всі навантаження від плити днища через ущільнену подушку передаються на спільну фундаменту плиту, на яку спираються кільцевий фундамент стінок силосу та підсилосна галерея. Таким чином, забезпечується рівномірність осідань всіх елементів системи ОФС.

За наявності слабких або просадочних ґрунтів необхідно під фундаментною плитою передбачати їх прорізання пальовими фундаментами чи влаштовувати підсилення основи з високим відсотком армування. Інші варіанти можуть призводити до швидкої втрати експлуатаційної придатності силосів.

В силу того, що силоси даної групи мають значну місткість і відповідно вартість, то до їх спорудження на всіх етапах підходять відповідально. З практики обстеження таких споруд у складних геотехнічних умовах авторами статті в більшості випадків було виявлено їх пальові фундаменти і відсутність суттєвих проблем при експлуатації цих споруд, які могли бути викликані нерівномірними деформаціями різних елементів системи ОФС.

Для групи 2 навантаження на днище – в межах 120…160 кПа. Це характерно для силосів середнього розміру діаметром 16,0…22,0 м із висотою 14,3…24,2 м (співвідношення h/d = 0,65…1,5).

У другій групі силосів робочий проліт (відстань між підземною галереєю та кільцевим фундаментом) для плити днища стає доволі великим відносно можливої товщини плити, тому на відміну від силосів першої групи доцільно від'єднувати плиту днища від кільцевого стрічкового фундаменту.

Крім того, кільцевий стрічковий фундамент у цій групі є сильно навантаженим через більшу висоту силосів, а тому з'єднання з плитою днища викликало б додаткове його перевантаження.

Водночас, у разі від'єднання плити днища ключову роль у забезпеченні однакових величин деформацій всієї фундаментної системи виконує зворотна засипка під днищем, а тому слід приділяти особливу увагу якості її виконання.

Силоси другої групи можуть бути зведені на природній основі, в т. ч. за умов слабких і просадочних ґрунтів.

Однак, для прийняття коректних проєктних рішень слід використовувати чисельне моделювання НДС системи ОФС методом скінченних елементів (МСЕ), у т. ч. виконувати ітераційні розрахунки, враховувати всі можливі розрахункові сценарії та етапи експлуатації споруд (Винников та ін., 2023).

Так згідно з авторською методикою (Винников та ін., 2023) особливу увагу слід приділяти жорсткості ґрунтової основи під окремими елементами конструкції, а також впливу локального замокання просадочного шару ґрунту, втрати міцності лесових ґрунтів, можливих дефектів ущільнення під днищем і найбільш несприятливих комбінацій цих факторів.

У разі відсутності можливості виконання розрахунків чисельними ітераційними методами згідно з (Винников та ін., 2023) за умов слабких або просадочних ґрунтів для уникнення ускладнень і аварій при експлуатації силосів рекомендується приймати фундаменти на основі, підсиленій ГЦЕ (Марченко, 2012) чи пальовий фундамент з прорізанням слабких і просадочних ґрунтів.

Для ілюстрації роботи силосів другої групи розглянемо шість силосів, що знаходяться в с. Поминник Маньківського району Черкаської обл. показано на Рис. 5.

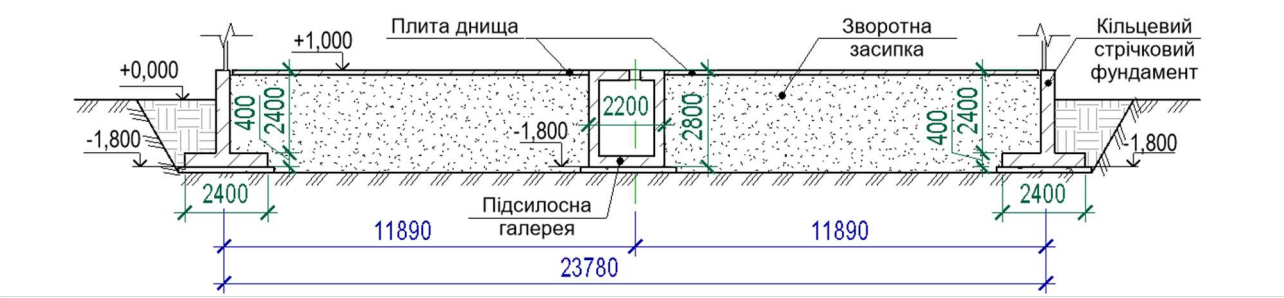


Рис.5. Конструкція системи ОФС силосів діаметром 23,78 м (с. Поминник Маньківського району Черкаської обл.)

Fig. 5. Silo with a diameter of 23.78 m (Pomynnyk village, Mankiv district, Cherkasy region)

На даному елеваторі всі силоси однакові з діаметром 23,78 м і висотою 17,1 м (h/d = 0,72). Основою фундаментів до глибини 7,2 м виступають лесові просадочні суглинки. Між плитою днища та стінкою кільцевого фундаменту передбачено деформаційний шов.

Для оцінювання характеру НДС системи фундаментів виконано чисельне моделювання МСЕ в плоскій (2D) постановці (див. Рис. 6).

При цьому було прийнято наступні головні передумови розрахунку:

– всі залізобетонні конструкції фундаментів змодельовані пластинами відповідних жорсткостей;

– НДС ґрунтів основи розраховано за добре апробованою пружно-пластичною моделлю ґрунту з критерієм міцності Мора-Кулона;

– поведінка залізобетонних елементів вважається пружною;

– в розрахунку було прийнято неякісно ущільнену піщану засипку, спираючись на результати натурних обстежень осідання днища силосів (Винников та ін., 2023).

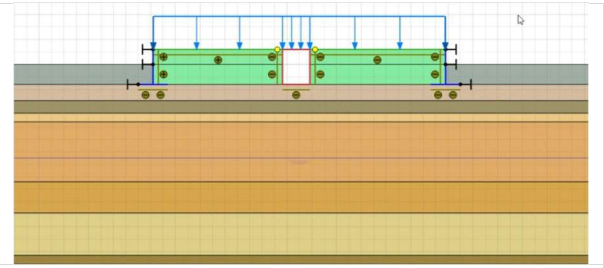


Рис.6. Розрахункова схема системи ОФС

Fig. 6. Design scheme of the silo foundation

В результаті чисельного 2D моделювання МСЕ встановлено, що осідання основи під кільцевим фундаментом складає 20 см, а під плитою днища – до 25 см (максимальні значення біля стінки кільцевого фундаменту), а осідання основи галереї по її центру склали до 16,5 см показано на Рис. 7.

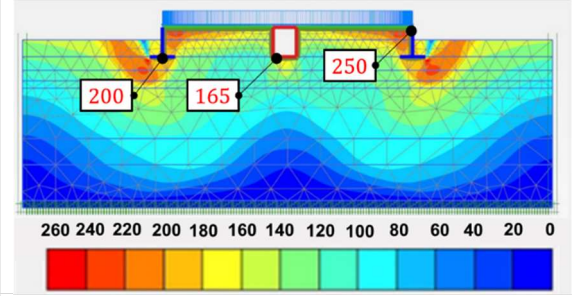


Рис.7. Ізополя вертикальних деформацій основи фундаменту силосу, мм

Fig.7. Vertical deformation map of the silo foundation base, mm

Ізополя загальних середніх напружень за результатами 2D моделювання МСЕ в основі фундаменту силосу наведено на Рис. 8.

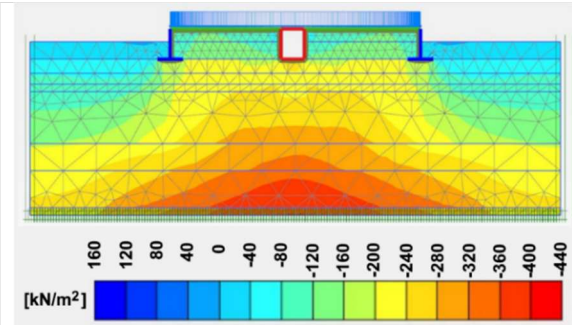


Рис.8. Ізополя загальних середніх напружень в основі фундаменту силосу, кПа

Fig.8. Total average stresses map in the silo foundation base, kPa

В іншій розрахунковій моделі передбачено підсилення основи плити днища вертикальними ГЦЕ на глибину 8 м. При цьому

зворотна засипка стане квазіоднорідною основою з підвищеними механічними властивостями наведено на Рис. 9, а саме – модуль загальної деформації підсиленої основи складе E_{sc} = 15 МПа.

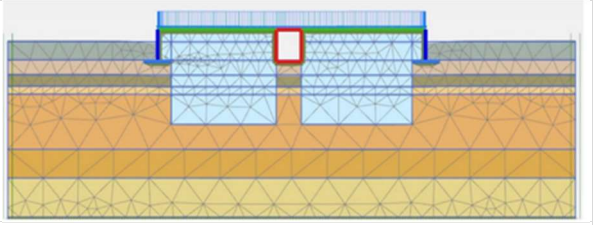


Рис.9. Розрахункова схема фундаменту силосу із підсиленою основою

Fig.9. Design scheme of the silos foundation with a reinforced base

В результаті моделювання отримано, що розподіл осідань підсиленої основи буде більш рівномірним і коливатиметься в межах 15,0…16,0 см наведено на Рис. 10.

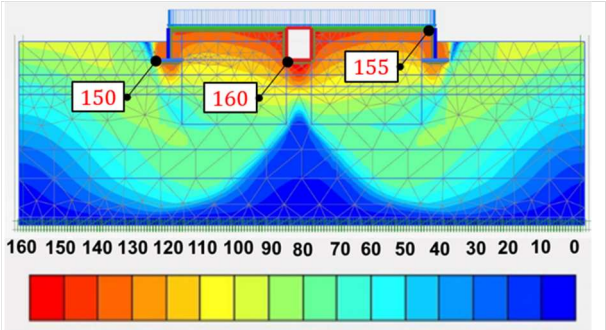


Рис.10. Ізополя вертикальних деформацій підсиленої основи фундаменту силосу, мм

Fig.10. Vertical deformations of the reinforced silo foundation, mm

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отже, за результатами проведених досліджень зроблено такі основні висновки:

1. Для металевих силосів з гофрованою стінкою для зберігання зерна обґрунтовано суттєвий фактор впливу рівня навантажень на днище на роботу і НДС системи ОФС. Рівень навантажень на плиту днища залежить від співвідношення висоти силосу до його діаметру *h/d* й зростає зі збільшенням діаметру та зменшенням *h/d*. Зокрема, виділено три групи силосів, для кожної з яких визначено характерні особливості роботи за умов слабкої та просадочної ґрунтової основи.

2. Проведено аналіз основних типорозмірів металевих силосів з гофрованою стінкою для зерна, які зараз знаходяться в експлуатації та використовуються для нового будівництва. При цьому визначено, що їх діаметр змінюється від 11 до 28 м, а висота від 11 до 24,2 м, тобто співвідношення коливається в межах *h/d* = 0,75…1,6.

3. Узагальнено результати обстежень технічного стану силосів різних груп за навантаженням на днище залежно від співвідношення *h/d*. За результатами комплексних обстежень технічного стану значної частини силосів у різних геотехнічних умовах і відповідному зборі статистичних даних виявлено, що найбільший відсоток ускладнень експлуатації спостерігається для силосів другої групи ($120 \le p_{vsq} < 160$ кПа). Це зумовлено, головним чином, нерівномірністю деформацій окремих елементів системи ОФС. Значна частина споруд цього типу за умов просадочних ґрунтів зводилася без відповідних конструктивних рішень щодо підсилення чи прорізання просадочної товщі і зовсім не враховувала фактичні навантаження та впливи на різні елементи споруди. Як наслідок, десятки силосів другої групи експлуатуються в обмеженому режимі та потребують капітальних ремонтів чи виводу із експлуатації.

4. Обґрунтовано доцільність підбору типу фундаменту залежно від групи силосів.

Для першої групи силосів малого діаметру від 11 до 16 м (співвідношення *h/d* = 0,75…1,6), для яких тиск на днище від зерна коливається в межах 80…120 кПа, доцільно використання фундаментів на природній основі, для просадочних і слабких основ – улаштування ґрунтових подушок.

Для другої групи силосів середнього діаметру від 16 до 22 м (співвідношення *h/d* = 0,65…1,5), для яких тиск на днище від зерна коливається в межах 120…160 кПа, – необхідне чисельне й імітаційне моделювання НДС системи ОФС і, за потреби, підсилення природної основи ГЦЕ (особливо основи плити днища) чи використання пальових фундаментів.

Для третьої групи силосів великого діаметру від 22 до 28 м (співвідношення

h/d = 0,67…1,1), для яких тиск на днище від зерна коливається в межах 160…200 кПа, – доцільно влаштування плитного фундаменту зі спільною роботою з кільцевим фундаментом і підсилосною галереєю. У разі слабкої чи просадочної основи доцільно її прорізати пальовими фундаментами чи виконувати її армування ГЦЕ.

Наведені висновки дозволяють сформулювати наступні рекомендації:

1. На етапі проєктування металевих силосів із гофрованою стінкою для зерна з метою оцінювання можливих варіантів фундаментів слід враховувати рівень розподіленого навантаження на днище та співвідношення висоти силосу до діаметру (h/d).

2. Особливу увагу слід приділяти оцінюванню деформативності ґрунтової основи (враховувати просадочні властивості на різних етапах експлуатації силосу з різнем ступенем замокання, особливо локального) та зворотної засипки під плиту днища для силосів середнього і великого діаметру.

3. Для силосів другої та третьої груп ($p_{vsq} \geq 120$ кПа) слід використовувати оцінювання НДС системи ОФС за допомогою чисельного моделювання МСЕ з урахуванням просторової роботи її елементів.

4. У разі будівництва силосів у складних геотехнічних умовах для другої групи ($120 \leq p_{vsq} < 160$ кПа) рекомендується передбачати підсилення основи ГЦЕ чи застосовувати пальові фундаменти з прорізанням слабких і просадочних ґрунтів.

5. Для силосів третьої групи ($p_{vsq} > 160$ кПа) доцільно передбачати влаштування спільного плитного фундаменту під стінки, днище та підсилосну галерею з можливим підсиленням основи ГЦЕ чи влаштування пальових фундаментів. Тут основним моментом є забезпечення спільної роботи плити днища з фундаментною плитою силосу.

6. Особливу увагу слід приділяти технології ущільнення зворотної засипки під днищем силосу для уникнення нерівномірних деформацій фундаментної системи. У разі відсутності можливості забезпечення геотехнічного контролю якості пошарового ущільнення ґрунту слід використовувати вертикальне армування ГЦЕ як відносно не дороге, але досить ефективне рішення.

ЛІТЕРАТУРА

1. Coduto, D. P., Kitch, W. A., & Yeung, M.-c. R. (2015). *Foundation design: Principles and practices.* Pearson.
2. ACI 313-16:2016 (2016) Design Specification for Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials and Commentary. *American Concrete Institute.*
3. Махінько, А., & Махінько, Н. (2021*). Сталеві ємності для зберігання зерна*. К.: Вид-во «Сталь».
4. Fank, M. Z., Nascimento, J. W. B. d., Cardoso, D. L., Meira, A. S., & Willrich, F. L. (2018). *Vertical pressures and compressive friction force in a large silo. Engenharia Agrícola*, 38(4), 498–503. doi:10.1590/1809-4430-eng.agric.v38n4p498-503/2018
5. AS 3774 (1996) *Loads on bulk containers*. Sydney: Australian Standard.
6. Laier, J. E., Cowles, G. D. E., & White, M. E. (2008). Anatomy of foundation performance involving three grain silos systematically loaded to impending failure. *Symposium honoring dr. john H. schmertmann for his contributions to civil engineering at research to practice in geotechnical engineering congress 2008*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/40962(325)19
7. Мозговий, А. О., & Бутенко, А. А. (2022). Особливості конструкцій залізобетонних фундаментів силосів збільшених розмірів. Збірник наук. пр. [УкрДУЗТ]. *Будівництво та цивільна інженерія*, (199), 54–67. doi:10.18664/1994-7852.199.2022.258797
8. Bernardes, H. C., de Souza Filho, H. L., Dias, A. D., & da Cunha, R. P. (2021). Numerical Analysis of Piled Raft Foundations Designed for Settlement Control on Steel Grain Silos in Collapsible Soils. *International Journal of Civil Engineering*. doi:10.1007/s40999-020-00586-5
9. Дворник, А. М., Любченко, І. Г., Титаренко, В. А., & Шидловська, О. В. (2019). Основи та фундаменти циліндричних силосів для зерна. *Наука та будівництво*, (3), 12-18.
10. Носенко В., & Кашоїда, О. (2021). Визначення напружено-деформованого стану групи паль шляхом числового моделювання їх взаємодії з основою за даними польових досліджень. *Основи та фундаменти*, (43), 87-100.

11. Підлуцький, В., & Литвин, О. (2020). Формування НДС у фундаментах зерносушильних комплексів при зміні параметрів грунтів. *Основи та Фундаменти* / Bases and Foundations, (41), 55–63. https://doi.org/10.32347/0475-1132.41.2020.55-63
12. Butenko, A. A., Mozgovyi, A. O., & Spirande, K. V. (2024). The improvement of the slab-ring foundation design with an under-silo gallery of a cylindrical steel silo on the grounds of the computer simulation results and those of field observations. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 1376*(1), 012024. doi:10.1088/1755-1315/1376/1/012024
13. Dhaybi, M., Grzyb, A., Trunfio, R., & Pellet, F. (2012). Foundations reinforced by soil mixing: Physical and numerical approach. In *Proc. of Intern. Symp."Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works* (Vol. 3), 137-145.
14. Винников, Ю. Л., Харченко, М. О., & Марченко, В. І. (2012). Розрахунок фундаментної плити силосів на армованій стохастичній основі. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 3, 26–32. doi:10.15802/bttrp2012/26411.
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. Rebolledo, J. F. R., Santiago, I. M., Bernardes, H. C., & Mendes, T. A. (2022). Performance evaluation of rigid inclusions for settlement control of grain silos in tropical soils. *Soils and Rocks*, 45, e2022004822.
17. KMZ Industries. (б. д.). (2025). Силоси з плоским днищем. Взято з https://kmzindustries.ua/product/silosy-na-ploskom-osnovanii
18. Винников, Ю., Харченко, М., Марченко, В., & Кічасов, О. (2023). Аналіз експлуатаційної придатності фундаментів споруд для зберігання зерна. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*, 46, 63–72. doi:10.32347/0475-1132.46.2023.63-72
19. Марченко, В. І. (2012). *Напружено-деформований стан армованих за бурозмішувальною технологією слабких глинистих основ з урахуванням чинника часу*. ПолтНТУ, 230.

REFERENCES

1. Coduto, D. P., Kitch, W. A., & Yeung, M.-c. R. (2015). *Foundation design: Principles and practices*. Pearson.
2. ACI 313-16:2016 (2016) Design Specification for Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials and Commentary. *American Concrete Institute.*
3. Makhinko, A., Makhinko, N. (2021). *Stalevi yemnosti dlia zberihannia zerna*. Kyiv: Vyd-vo «Stal» (in Ukrainian).
4. Fank, M. Z., Nascimento, J. W. B. d., Cardoso, D. L., Meira, A. S., & Willrich, F. L. (2018). *Vertical pressures and compressive friction force in a large silo. Engenharia Agrícola*, 38(4), 498–503. doi:10.1590/1809-4430-eng.agric.v38n4p498-503/2018
5. AS 3774 (1996) *Loads on bulk containers*. Sydney: Australian Standard.
6. Laier, J. E., Cowles, G. D. E., & White, M. E. (2008). Anatomy of foundation performance involving three grain silos systematically loaded to impending failure. *Symposium honoring dr. john H. schmertmann for his contributions to civil engineering at research to practice in geotechnical engineering congress 2008*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/40962(325)19
7. Mozghovyi, A.O., Butenko, A.A. (2022). Osoblyvosti konstruktsii zalizobetonnykh 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).
8. Bernardes, H. C., de Souza Filho, H. L., Dias, A. D., & da Cunha, R. P. (2021). Numerical Analysis of Piled Raft Foundations Designed for Settlement Control on Steel Grain Silos in Collapsible Soils. *International Journal of Civil Engineering*. doi:10.1007/s40999-020-00586-5
9. 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).
10. Nosenko, V., Kashoida, O. (2021). Vyznachennia napryjeno-deformovanogo stany grypi pal shliahom chislovogo modeliyvannia ih vzaie-modii z osnovoiy za dannimi poliovih doslidjen [Determination of the stress-strain state of group of piles by numerical simulation of their interac-tion with the base according to field research data]. Osnovu ta fundamenty: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk. Kyiv: KNUBA, 43, 87-100 (in Ukrainian).
11. Pidlutskyi, V.L., Lytvyn, O.V. (2020). Formuvannia NDS u fundamentakh zernosushylnykh kompleksiv pry zmini parametriv hruntiv [Formation of stress-strain state in the foundations of

grain drying complexes when changing soil parameters]. Osnovy ta fundamenty: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyi zbirnyk. Kyiv: KNUBA, 41, 55-63 (in Ukrainian).
12. Butenko, A. A., Mozgovyi, A. O., & Spirande, K. V. (2024). The improvement of the slab-ring foundation design with an under-silo gallery of a cylindrical steel silo on the grounds of the computer simulation results and those of field observations. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 1376*(1), 012024. doi:10.1088/1755-1315/1376/1/012024
13. Dhaybi, M., Grzyb, A., Trunfio, R., & Pellet, F. (2012). Foundations reinforced by soil mixing: Physical and numerical approach. In *Proc. of Intern. Symp."Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works* (Vol. 3), 137-145.
14. 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).
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. Rebolledo, J. F. R., Santiago, I. M., Bernardes, H. C., & Mendes, T. A. (2022). Performance evaluation of rigid inclusions for settlement control of grain silos in tropical soils. *Soils and Rocks*, 45, e2022004822.
17. KMZ Industries. (b. d.). (2025). Sylosy z ploskym dnyshchem. Vziato z https://kmzindustries.ua/product/silosy-na-ploskom-osnovanii (date of request: 31.03.2025) (in Ukrainian).
18. Vynnykov, Y., Kharchenko, M., Marchenko, V., & Kichasov, O. (2023). Serviceability analysis of the grain storage facilities foundations. Bases and Foundations, (46), 63–72. https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.63-72 (in Ukrainian).
19. Marchenko, V.I. (2012). Napruzheno-deformovanyi stan armovanykh za burozmishuvalnoiu tekhnolohiieiu slabkykh hlynystykh 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).

Features of silo operation in difficult geotechnical conditions

Yuriy VYNNYKOV,
Maksym KHARCHENKO,
Oleksii KICHASOV,
Valentyn MARCHENKO

Summary. The performance of corrugated-wall steel silos for grain storage under complex geotechnical conditions depends significantly on the silo diameter and the height-to-diameter ratio. A key factor influencing foundation design is the vertical pressure exerted by the grain on the silo bottom, which increases with diameter. Based on pressure levels, all factory-made silos are divided into three groups: small (d = 11–16 m, 80–120 kPa), medium (d = 16–22 m, 120–160 kPa), and large (d = 22–28 m, 160–200 kPa). Each group demonstrates different performance characteristics under weak or collapsible soils. For the first group, natural subsoil or compacted soil cushions may be sufficient even under poor conditions.

It has been established that for silos of the second group it is advisable to reinforce weak and subsiding soils or cut through them with pile foundations, especially for the bottom base, or to apply correctly substantiated calculation models of the joint operation of the components of the system "subsidence (weak) soil base – ring foundation – silo gallery – compacted base – bottom plate".

For the third group, construction on a unified foundation slab that supports the silo walls, bottom, and under-silo gallery is recommended. This solution ensures more uniform deformation and reduces the risk of operational problems.

The results of surveys and numerical modeling confirm that the second group of silos is most prone to operational complications, especially if geotechnical control is not observed when compacting the backfill under the bottom.

A set of recommendations is proposed that take into account the influence of the h/d ratio, the level of loads, and the type of soil base when choosing the type of foundations, which increases the reliability and durability of structures.

Keywords. corrugated-wall metal silo, poor-bearing and collapsible soil base, stress–strain state, ring foundation, bottom slab with underground gallery, silo diameter and height, load on bottom slab.

Тиксотропні властивості намивних ґрунтів хвостосховищ – геофізичні критерії прогнозу

Ірина ВІКТОСЕНКО[1], Михайло ДОВБНІЧ[2]

[1] Карлів Університет (Albertov 6, Praha 2, Чеська республіка, 128 00)
[2] НТУ «Дніпровська політехніка» (пр. Дмитра Яворницького, 19, Дніпро, Україна, 49 005)

[1] irzna.viktosenko@natur.cuni.cz, orcid.org/0009-0001-1590-2723
[2]dovbnichm@gmail.com, orcid.org/0000-0001-9167-4630

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.45-54

Анотація. Хвостосховища крупних гірничо-збагачувальних комбінатів відносяться до особливо відповідальних споруд (клас наслідків СС3), руйнування яких може спричинити важкі екологічні та соціально-економічні наслідки. Одним з факторів, що впливають на безпеку функціонування подібних об'єктів, є сильні сейсмічні впливи, викликані землетрусами тектонічної та техногенно-індукованої природи. Хвостосховища є техногенними об'єктами, що істотно змінюють інженерно-геологічну та ландшафтну обстановку територій. Антропогенні зміни геологічного середовища, що пов’язані з будівництвом і експлуатацією хвостосховищ значно впливають і на локальні зміни сейсмічності.

При нарощуванні об’ємів хвостосховищ в основі огороджуючих дамб наступних ярусів розташовані низькошвидкісні, обводнені техногенні ґрунти. При проектуванні цих споруд необхідно враховувати можливість розрідження ґрунтів у їх основі.

В роботі обговорюються результати апробації підходів оцінки сейсмічного розрідження техногенних ґрунтів за геофізичними даними в умовах хвостосховищ гірничо-збагачувальних комбінатів Криворізького залізорудного басейну.

Показано, що основними геофізичними факторами, які визначають можливість розрідження, є значення прогнозних пікових горизонтальних прискорень поверхні ґрунту та закон зміни швидкості поперечних хвиль з глибиною. Істотний вклад робить і глибина досліджуваної точки в розрізі. Для точок, розташованих нижче рівня ґрунтових вод (РГВ), варіації положення РГВ і щільності ґрунту вище і нижче РГВ (для фізично реальних ситуацій) впливають на потенціал розрідження істотно менше, ніж перераховані вище фактори.

Обґрунтовано перспективи геофізичної оцінки динамічної стійкості ґрунтів техногенних об’єктів. Вперше цей підхід було випробувано на території хвостосховищ гірничо-збагачувальних комбінатів України. Розглянуто отримані авторами результати оцінки можливості сейсмічного розрідження низькошвидкісних техногенних ґрунтів на підставі свердловинної та польової сейсморозвідки на одному з хвостосховищ Кривого Рогу. Підхід, який використовується, є перспективною альтернативою або доповненням до підходів, що базуються на пенетраційних властивостях, та істотно підвищить достовірність прогнозу можливості розрідження техногенних ґрунтів у разі динамічного впливу різної природи.

Ключові слова. Хвостосховища, намивні ґрунти, сейсмічне розрідження, прогноз, геофізичні критерії.

Ірина ВІКТОСЕНКО
докторант кафедри гідрогеології, інженерної геології та прикладної геофізики Карлового університету

Михайло ДОВБНІЧ
професор, завідувач кафедри геофізичних методів розвідки, доктор геол. наук

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сейсмічний вплив на хвостосховища Криворізького залізорудного басейну мають сильні землетруси Карпатського и Кримського сейсмоактивних регіонів, району Добруджі, а також відносно слабкі місцеві землетруси, що відбуваються в межах Українського кристалічного щита у тому числі в зоні Криворізько-Кременчуцького розлому (Pihulevskyi et al., 2023, Pihulevskyi et al., 2021).

Наслідки сильних землетрусів у різних регіонах нашої планети переконливо свідчать про те, що залишкові зміщення ґрунту відіграють найчастіше першорядну роль у порушенні цілісності будівель та споруд. Одним з найпоширеніших явищ є сейсмічне розрідження ґрунтів при землетрусах (Voznesensky, 1998).

Найчастіше розріджуються водонасичені дрібні та пилуваті піски. Чим більша пористість ґрунту, тим при менших динамічних впливах починається розрідження. Явище розрідження полягає в повній або частковій втраті ґрунтом несучої здатності та переході його в текучий стан у результаті руйнування структури та зміщення частинок відносно одна одної. Необхідними умовами розрідження є: руйнування структури (часто при динамічному впливі), можливість зміцнення ґрунту та повне насичення його водою. При руйнуванні структури та відтисканні порової води контакти між зернами губляться, і ґрунт повністю або частково втрачає несучу здатність протягом деякого часу. При цьому може статися руйнування споруди, через те, що дрібнозернисті піски, на відміну від інших великоуламкових ґрунтів, можуть перебувати в розрідженому стані протягом декількох годин. Чим пухкіший ґрунт і слабші структурні зв'язки, тим більше наступне за динамічним впливом ущільнення та осадка. Особливу небезпеку становлять ділянки з потужними шарами надзвичайно пухких пісків.

Розрідження ґрунтів може відбуватися під час землетрусів із різними за величиною магнітудами. Найбільш небезпечними є ґрунти, що залягають у перших метрах під рівнем ґрунтових вод (Voznesensky, 1998). При проходженні пружної хвилі збуджуються коливання частинок ґрунту з різними швидкостями і частина контактів розривається. В результаті міцність ґрунту помітно (іноді в кілька разів) знижується. Водонасичені ґрунти (особливо дрібні пухкі піски) можуть розріджуватися при досить сильному сейсмічному впливі: при зникненні безпосереднього контакту між піщаними зернами. В якийсь момент вони виявляються начебто зваженими у воді, що вміщає їх. Вода при цьому прагне віджатися, але цей процес вимагає деякого часу, оскільки обмежується водопроникністю ґрунту.

Недоврахування фактору сейсмічного розрідження може призвести до того, що результат сейсмічного розрідження ґрунтів зазвичай супроводжується важкими аваріями навіть сейсмостійких споруд: споруди встигають "потонути", перекоситися або навіть "розірватися" на поверхні розріджених відкладень.

До ґрунтів, що легко розріджуються, зазвичай відносяться: всі слабо зв'язні ґрунти зазначеного вікового діапазону у водонасиченому стані (пилуваті піски, супіски та легкі суглинки, зокрема зволожені лесові ґрунти, золи тощо); піски дрібні та середньої крупності; зв'язані ґрунти, що мають метастабільні структури та низьку фізико-хімічну активність твердої компоненти (типу льодовиково-морських «пливунних» глин).

Оцінка можливості розрідження водонасичених дисперсних ґрунтів при очікуваних землетрусах є важливим завданням у комплексі вишукувань для проектування та будівництва споруд у сейсмічних районах. Аналізу механізму сейсмічного розрідження ґрунтів, основних факторів, що впливають на їх розріджуваність, методів експериментальної та експертної оцінки можливості розрідження та його наслідків присвячено велику кількість спеціальних наукових публікацій.

Все сказане повною мірою стосується й техногенних намивних ґрунтів у хвостосховищах гірничо-збагачувальних комбінатів. У процесі експлуатації гірничодобувних підприємств утворюється велика кількість

відходів, що є хаотичним перешаровуванням піщаних, супіщаних і суглинистих техногенних утворень.

При плануванні розміщення, проектуванні та експлуатації таких об'єктів, як породні відвали, хвостосховища, дамби та накопичувачі відходів, слід належним чином забезпечувати оцінку інженерно-геологічного ризику та впливу на навколишнє середовище, а також керування ними на всіх етапах проектного циклу.

Нарощування об’ємів хвостосховищ, у ряді випадків, призводить до будівництва огороджуючих дамб наступних рівнів в основі яких залягають обводнені техногенні ґрунти показано Рис. 1.

За наявності потенційних ризиків розрідження, пов'язаних із сейсмічною активністю, слід врахувати максимальну магнітуду землетрусу. Враховуючи, що огороджувальні дамби хвостосховищ відносяться до класу гідротехнічних споруд (ГТС), то відповідно ДБН В.1.1-12:2014 (Nemchynov et al., 2017) сейсмічну інтенсивність та пікові прискорення необхідно приймати рівними для двох рівнів: проектний землетрус (ПЗ); максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ).

ПЗ має сприйматися гідротехнічною спорудою без порушення режиму нормальної експлуатації. При цьому допускаються залишкові усунення, тріщини та інші пошкодження, що не перешкоджають можливості ремонту споруди в умовах її нормального функціонування. МРЗ має сприйматися без загрози руйнування споруди чи прориву напірного фронту. При цьому допускаються пошкодження ГТС та її основи.

МЕТА РОБОТИ

Апробація методу прогнозу сейсмічного розрідження техногенних ґрунтів хвостосховищ Криворізького залізорудного басейну за даними сейсморозвідки і результатами оцінки сейсмічної небезпеки.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для вирішення питання щодо можливості сейсмічного розрідження ґрунтів при зада-них характеристиках очікуваних землетру-сів сьогодні можуть використовуватись (Voznesensky, 1998):

– польові методи оцінки динамічних властивостей ґрунтів;

– лабораторні методи динамічних випробувань ґрунтів.

Лабораторні динамічні випробування зразків дають однозначну відповідь на питання про можливість розрідження ґрунту (за умови адекватного моделювання вихідних умов), при цьому польові методи забезпечують оцінку можливості їх розрідження з певною часткою ймовірності. Причина цього полягає в тому, що польові методи, які використовуються сьогодні, базуються на емпіричних кореляційних залежностях між безпосередньо вимірюваними характеристиками ґрунтів у масиві та їх опором розрідженню без моделювання очікуваних сейсмічних впливів у масиві, тобто без проведення власне експерименту з динамічного навантаження ґрунту. Лабораторні методи динамічних випробувань фізичних моделей геологічних тіл, земляних споруд, ґрунтових основ: випробування на вібростолах, відцентрове моделювання на геотехнічних центрифугах.

Широкий спектр польових методів динамічних випробувань ґрунтів можна розділити на три основні групи: сейсмоакустичні (геофізичні), вібраційні та геотехнічні, які принципово відрізняються як набором оцінюваних показників, так і способом їх отримання (Voznesensky, 1998).

Найбільш обґрунтованим серед усіх польових методів оцінки сейсмічної розрідження піщаних ґрунтів у природному заляганні, але таким, що не знайшов у наш час широкого застосування в Україні, є стандартна пенетрація (Seed et al., 2003). Метод полягає у визначенні кількості ударів N при зануренні стандартного ґрунтоноса на глибину 30 см. Стандартний ґрунтонос у США має довжину 32 дюйми

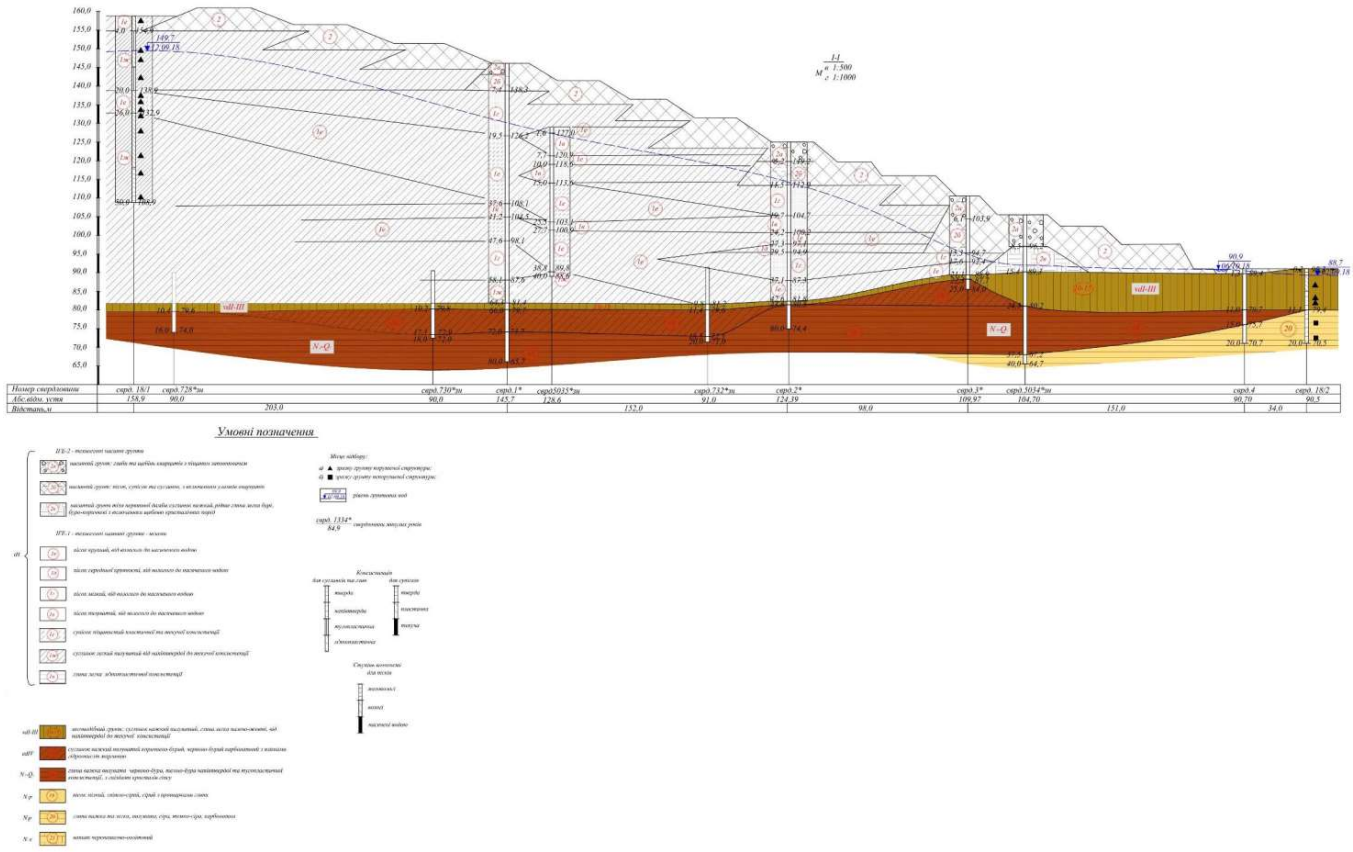


Рис.1.Приклад інженерно-геологічного розрізу огороджувальних дамб хвостосховища (за даними ДІ «УКРНДІВОДОКАНАЛПРОЕКТ»)

Fig. 1. Example of an engineering and geological section of tailings dams (based on data from the State Enterprise 'UKRNDIVODOKANALPROEKT'

(81,3 см), зовнішній діаметр 2 дюйми (5,18 см) і насухо занурюється ударами молота масою 140 фунтів (63,5 кг), що скидається з висоти 30 дюймів (76,2 см).

Отримані значення N нормалізуються за енергією впливу (за стандартний приймається 60%-й рівень потенційної енергії вільно падаючого молота) і за ефективним значенням природного тиску (за стандартне прийнято 100 кПа), що дозволяє порівнювати дані для різних точок випробування $N_{1,60}$.

Методика польового визначення потенціалу розрідження ґрунтів при сейсмічній дії передбачає, по-перше, визначення коефіцієнта циклічного напруження (CSR – cyclic stress ratio) у розрізі при прогнозованому землетрусі, який представляє циклічне навантаження на ґрунт. Величина коефіцієнта циклічного напруження (CSR) визначається для конкретного місця з урахуванням ймовірності виникнення сейсмічного поштовху заданої сили (Ronald et al., 2000).

В основу оцінки можливості розрідження покладено емпіричні залежності між числом ударів $N_{1,60}$ і критичним значенням наведеного циклічного напруження зсуву (CSRкрит), що викликає розрідження ґрунтів при землетрусі з магнітудою M=7.5 (обрано магнітуду представницького і досить інтенсивного поштовху). Значення CSRкрит визначається відповідно до кривих, що рекомендовано, та побудовано за результатами стандартних пенетраційних випробувань в місцях, що раніше піддавалися сейсмічним поштовхам, де при поштовхах різної інтенсивності відбувалося або не відбувалося розрідження ґрунтів. Криві CSR-$N_{1,60}$ розмежовують умови можливого розрідження (ліворуч від зазначених кривих) та

нерозрідження (праворуч від зазначених кривих) ґрунту.

На даний час розроблена перспективна альтернатива або доповнення до підходів, що базуються на пенетраційних властивостях – методика уточнення можливості сейсмічного розрідження ґрунтів на виділених ділянках та їх локалізація на підставі швидкостей поперечних хвиль (V_S) за даними польової та/або свердловинної сейсморозвідки. Критерії розріджуваності ґрунтів за польовими вимірами швидкостей поперечних хвиль були запропоновані в роботі (Andrus et al., 1997) оскільки і V_S, і опір розрідження аналогічно залежить від багатьох однакових факторів (наприклад, коефіцієнт пористості, напружений стан і геологічний вік).

Одним з важливих факторів, що впливає на Vs, є напружений стан ґрунту. Лабораторні дослідження показали, що швидкість поширення поперечної хвилі однаково залежить від основних напружень у напрямі поширення хвилі та напрямку руху частинок.

Саме тому у розрахунках з оцінки сейсмічного розрідження виконують приведення швидкості поперечних хвиль Vs до еталонного тиску (Ronald et al., 1999):

$$Vs_1 = Vs\left(\frac{Pa}{\sigma'\nu}\right)^{0.25} \qquad (1)$$

де Pa – еталонний тиск, що приймається 100 кПа, σ′ν – ефективний природний тиск ґрунту.

Можливість використання інформації про швидкість поперечних хвиль V_S для оцінки ймовірного розрідження ґрунтів обґрунтована тим, що від таких факторів як коефіцієнт пористості, напружений стан, геологічний вік та ін. однаково також залежить і кількість ударів $N_{1,60}$ методу стандартної пенетрації. Прикладом можуть бути досить тісні залежності між V_{S1} і $N_{1,60}$, отримані на підставі великої кількості експериментальних даних (Ronald et al., 1999).

Використання величини V_S як критерію розріджуваності ґрунтів має певні переваги (Youd et al., 2001):

1) вимірювання V_S можна проводити в ґрунтах, які складно досліджувати зондуванням або відбирати зразки (наприклад, гравійно-галькові відкладення), а також у місцях, де не можна проводити розвідувальні роботи;

2) V_S – це найважливіший показник фізико-механічних властивостей ґрунту, прямо пов'язаний з його модулем зсуву при малих деформаціях, який потрібний для аналітичної оцінки реакції ґрунтів на динамічні впливи та взаємодії ґрунтів із спорудою в умовах таких впливів.

Як і в методі стандартної пенетрації, другою найважливішою характеристикою, що визначає можливість виникнення явища розрідження, є коефіцієнт циклічного напруги (CSR). У 1971 р. Seed та Idriss запропонували метод оцінки CSR на підставі пікового горизонтального прискорення на поверхні масиву ґрунтів, що дозволяє його використовувати в методі, заснованому на вимірюваннях V_S.

Згідно з цим підходом коефіцієнт циклічного напруження CSR може бути визначений з рівняння (Seed et al., 2003):

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_v'} = 0.65\frac{a_{\max}}{g}\cdot\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\cdot r_d \qquad (2)$$

де: τ_{av} – середнє значення очікуваних циклічних напружень зсуву при піковому горизонтальному прискоренні на поверхні ґрунту a_{max};

σ_v – повний природний тиск ґрунту;

σ'_v – ефективний природний тиск ґрунту;

r_d – коефіцієнт зниження напруження з глибиною.

Пікові прискорення a_{max} приймаються рівними прогнозним значенням максимальних прискорень для проектного та максимального розрахункового землетрусу. Ці характеристики отримують під час оцінки сейсмічності майданчика розміщення об'єкта з урахуванням сейсмічного мікрорайонування.

Повний природний тиск ґрунту σ_v оцінюється як літостатичний тиск, розрахований на досліджуваній глибині для реальної

щільності ґрунтів вище та нижче за рівень ґрунтових вод.

Ефективний природний тиск ґрунту σ'_v обчислюється як різниця між повним природним тиском ґрунту σ_v та тиском рідини в ґрунті (гідростатичний тиск), який також може бути відносно просто оцінений при відомому рівні ґрунтових вод та глибині точки досліджень.

Значення коефіцієнта r_d оцінюється з графіка, побудованого Seed і Idriss (Seed et al., 2003). Цей графік було визначено на підставі інформації про безліч різних землетрусів та станів ґрунту.

Рекомендовані аналітичні залежності коефіцієнта зниження напруги r_d з глибиною можна подати у вигляді рівнянь (Seed et al., 2003):

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z, \quad z \le 9.15 \text{ m} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z, \quad 9.15 \text{ m} < z \le 23 \text{ m} \\ r_d &= 0.744 - 0.008z, \quad \text{f23 m} < z \le 30 \text{ m}, \end{aligned} \tag{3}$$

де z – глибина від денної поверхні до точки виміру, м.

Виконані різними авторами дослідження зв'язку між коефіцієнтом циклічного напруження (CSR), наведеними швидкостями поперечних хвиль до еталонного тиску (V_{s1}) і явищами розрідження ґрунту для землетрусів, що реально відбулися, дозволили отримати криві, що розмежовують поле CSR-V_{s1} на дві області для яких розрідження можливе і неможливе.

В роботі (Youd et al., 2003) наведено криві CSR-V_{S1}, що рекомендовано для оцінки можливості розрідження ґрунту, які було запропоновано в 1997 на семінарі NCEER.

Для кількісної оцінки сейсмічного розрідження ґрунтів у сучасній світовій практиці використовується величина потенціалу розрідження (F_S), що має фізичний зміст коефіцієнта запасу:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}, \tag{4}$$

де CSR (cyclic stress ratio) – коефіцієнт циклічного напруження; CRR (cyclic resistance ratio) – коефіцієнт циклічного опору.

Параметр CRR може бути визначений виходячи з наведеної швидкості поперечних хвиль до еталонного тиску (V_{S1}).

Використання швидкості поперечних хвиль V_S як польового індексу розріджуваності засноване на тому, що як V_S, так і CRR значною мірою визначаються величиною ефективних стискаючих напружень, пористістю ґрунтів, історією їх навантаження та геологічним віком відкладень. Використання величини V_S як критерію розріджуваності ґрунтів має певні переваги та недоліки (Youd et al., 2001). В результаті численних досліджень було запропоновано наступну залежність між CRR и V_{S1} (Youd et al., 2001):

$$CRR = a\left(\frac{Vs_1}{100}\right)^2 + b\left(\frac{1}{V^*s_1 - Vs_1} - \frac{1}{V^*s_1}\right) \tag{5}$$

де V^*_{S1} – критичне для прояву розрідження значення коригованої швидкості поперечних хвиль V_{S1}; a та b – параметри кривої (Andrus et al., 2000), для побудови рекомендованих кривих прийнято 0.022 і 2.8, відповідно.

Критичні швидкості V^*_{S1} залежать від вмісту пилувато-глинистих частинок у ґрунті і приймаються рівними (Ronald et al., 1999):

– V^*_{S1}=200 м/с при вмісті пилувато-глинистих частинок FC≥35%;

– V^*_{S1}=215-0.5*(FC-5) м/с при вмісті пилувато-глинистих частинок 5%<FC<35 %;

– V^*_{S1}=215 м/с при вмісті пилувато-глинистих частинок FC<5%.

Розрідження, за прогнозами, відбувається, коли F_S≤1, і розрідження не відбуваються, коли при F_S>1.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

На підставі вищевикладеного підходу авторами статті проведено дослідження на низці хвостосховищ гірничо-збагачувальних комбінатів Кривого Рогу: ІнГЗК, ЦГЗК, ПівнГЗК.

Як приклад розглянемо отримані авторами результати оцінки можливості сейсмічного розрідження низькошвидкісних техногенних ґрунтів на підставі свердловинної та польової сейсморозвідки на одному з хвостосховищ Кривого Рогу (Dovbnich et al., 2015).

Вихідними даними для розрахунків були:

- максимальні горизонтальні прискорення a_{max} для прогнозного та максимального розрахункового землетрусу;
- дані про зміну швидкості поширення поперечних хвиль V_s з глибиною;
- положення рівня ґрунтових вод (РГВ);
- значення щільності порід вище і нижче РГВ.

Особливості сейсмічності та сейсмотектонічних умов території України враховані спеціалістами Інституту геофізики НАН України при складанні карт загального сейсмічного районування України – ЗСР-2004, які є нормативними під час проектування споруд. Відповідно до вимог ДБН В.1.1-12:2014 розрахунок сейсмічної стійкості гідротехнічних споруд виконується для двох рівнів: проектний землетрус (ПЗ) – період повторюваності Т~500 років та ймовірність перевищення протягом 50 років Р=10%; максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ) – період повторюваності Т=5000 років і можливість перевищення протягом 50 років Р=1%.

З урахуванням наявності низькошвидкісних намивних ґрунтів у чаші хвостосховищ і техногенного рельєфу, нормативні значення сейсмічності, згідно з результатами сейсмічного мікрорайонування, слід збільшувати для хвостосховищ Кривого Рогу на 1 бал: МРЗ становить 8 балів, максимальні (пікові) прискорення – 200 см/с^2 (≈0,2 g); ПЗ слід прийняти 6 балів, максимальні (пікові) прискорення – 50 см/с2 (≈0,05 g).

Результати оцінки можливості розрідження намивних ґрунтів дозволяють стверджувати, що для рівня проектного землетрусу (ПЗ – 6 балів за шкалою МСК-64, горизонтальні пікові прискорення 0,05 g), імовірні зміни фізико-механічних властивостей масиву в ґрунтового результаті розрідження спостерігатися не будуть. Для максимального рівня розрахункового землетрусу (МРЗ – 8 балів за шкалою МСК-64, горизонтальні пікові прискорення 0,2 g), в деяких випадках, буде мати місце явище сейсмічного розрідження намивних ґрунтів в основі огороджувальних дамб хвостосховищ Кривого Рогу показано на Рис. 2.

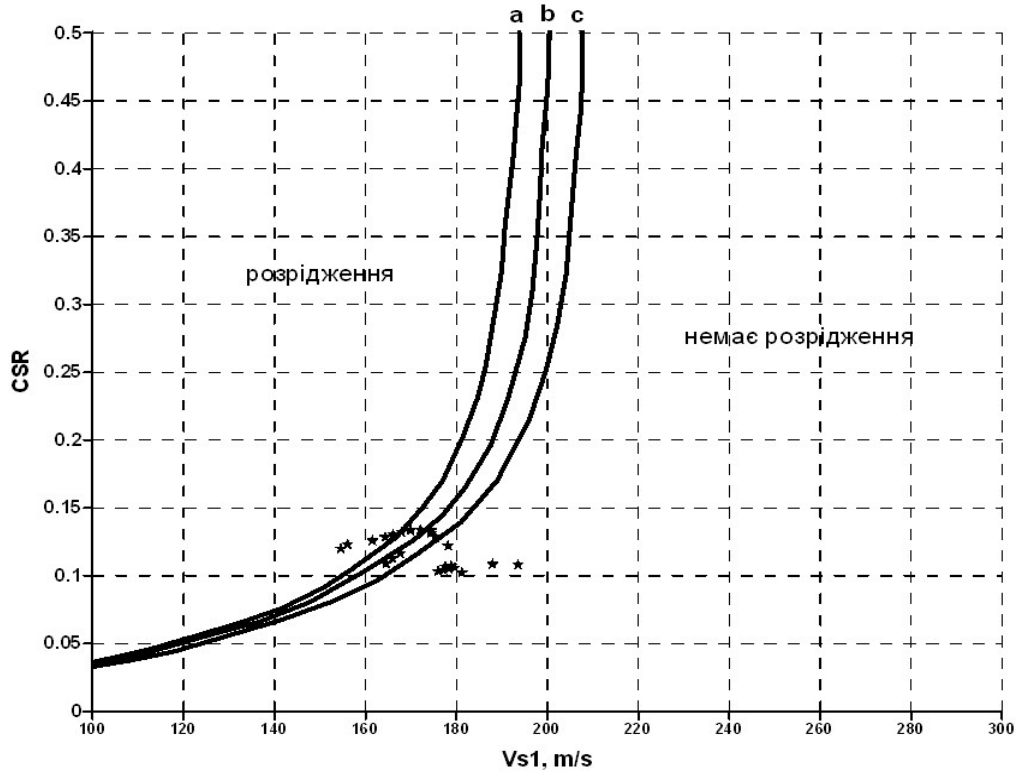
Кількісна оцінка можливості сейсмічного розрідження здійснювалася на підставі величини потенціалу розрідження F_S.

Зважаючи на те, що намивні ґрунти є чергуванням ґрунтів з різним вмістом пилувато-глинистих частинок, розрахунки потенціалу розрідження F_S здійснювалися для двох граничних значень критичної швидкості V^*_{S1}, а саме: V^*_{S1}=215 м/с (F_{S1}) та V^*_{S1}=200 м/с (F_{S2}).

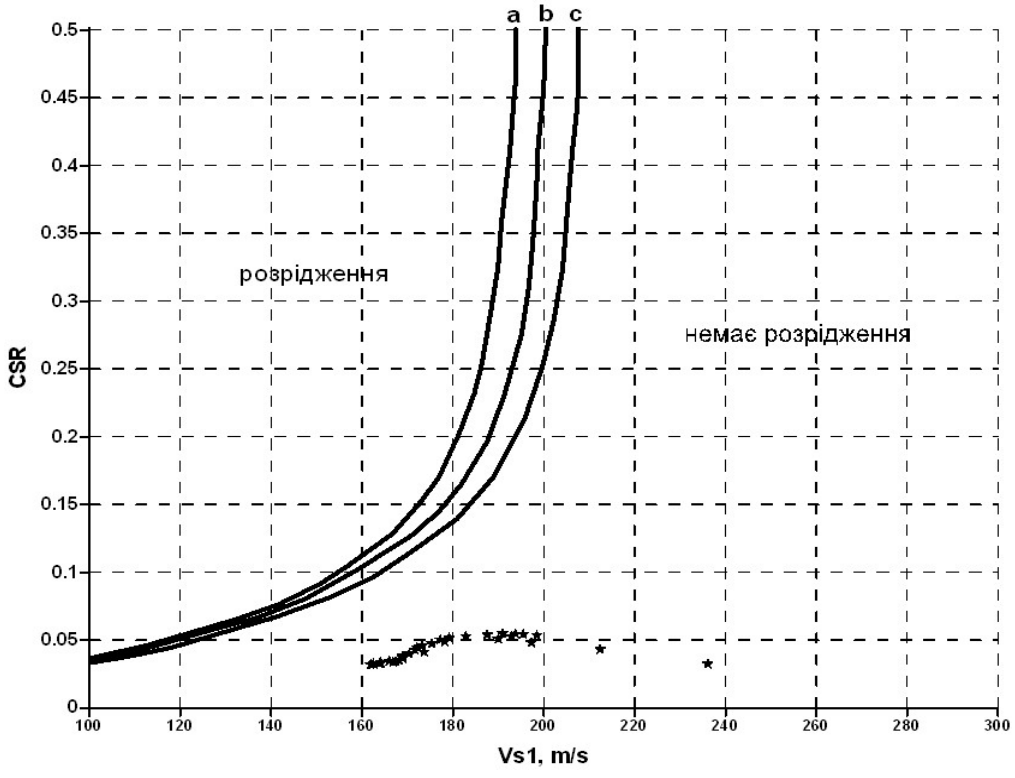
Розрахунки виконувались за матеріалами польової (МЗХ) та свердловинної (ВСП) сейсморозвідки показано на Рис. 3, 4.

Основними геофізичними факторами, що визначають можливість розрідження є значення прогнозних пікових горизонтальних прискорень поверхні ґрунту та закон зміни швидкості поперечних хвиль з глибиною. Істотний вклад робить і глибина досліджуваної точки в розрізі. Для точок, розташованих нанепереднижчерівня ґрунтових вод, варіації положення РГВ і щільності ґрунту вище і нижче РГВ (для фізично реальних ситуацій) впливають на потенціал розрідження істотно менше, ніж перераховані вище фактори.

У той же час, польові сейсмічні дані МЗХ хоч і не дозволяють будувати настільки детальні швидкісні моделі, але дають можливість вивчати розподіл зон, схильних до розрідження в просторі, що виявляється неможливим при рідкій мережі свердловин з ВСП.



а)



б)

Вміст пилувато-глинистих частинок: a – >35%, b – 20%, c – <5%

Рис.2. Приклад візуалізації результатів прогнозування розрідження на полі CSR-Vs_1: a – максимальний розрахунковий землетрус, б – проектний землетрус.

Fig. 2. Example visualization of rarefaction prediction results on the CSR-Vs1 field: a – Maximum Design Earthquake, b – Design Earthquake.

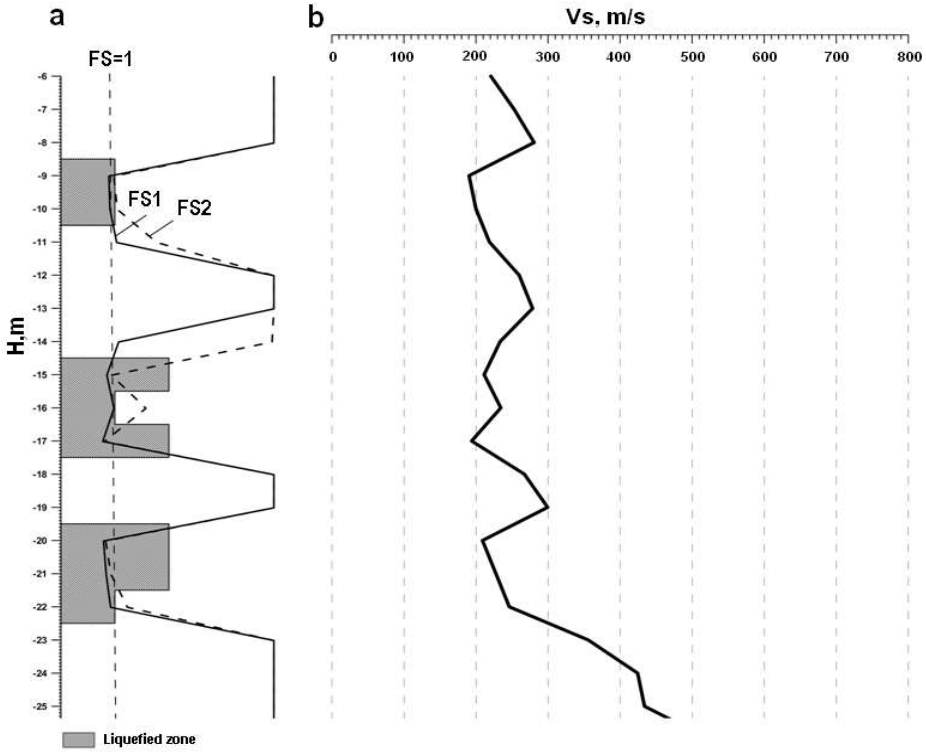


Рис.3. Приклад прогнозу розрідження техногенних ґрунтів за матеріалами свердловинної сейсморозвідки для рівня сейсмічного впливу – максимальний розрахунковий землетрус.

Fig. 3. Example of technogenic soil liquefaction prediction using well seismic data for seismic impact level – Maximum Design Earthquake.

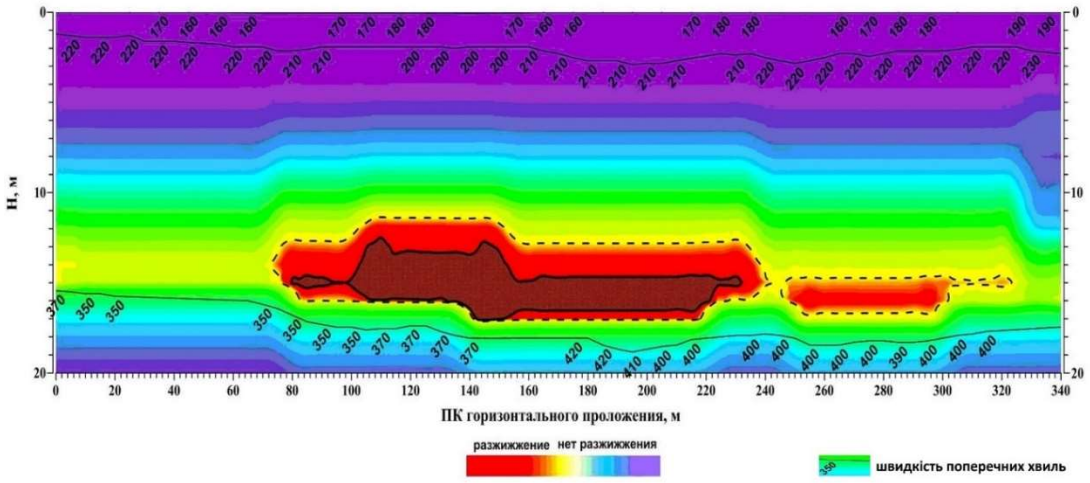


Рис.4. Приклад прогнозу розрідження техногенних ґрунтів за матеріалами польової сейсморозвідки для рівня сейсмічного впливу – максимальний розрахунковий землетрус.

Fig. 4. Example of technogenic soil liquefaction prediction using field seismic survey data for seismic impact level – Maximum Design Earthquake.

ЛІТЕРАТУРА/REFERENCES

1. Pihulevskyi, P. H., Kendzera, O. V., Babii, K. V., Anisimova, L. B., & Kyryliuk, O. S. (2023). Connection of Kryvbas tectonics with natural and technogenic seismicity. *Natsional'nyi Hirnychyi Universytet. Naukovyi Visnyk*, (2), 5-10.

2. Pigulevskiy, P., & Svistun, V. K. (2021, September). Influence of technogenic objects on the development of landslides in the South of Kryvbass. In *Third EAGE Workshop on Assessment of Landslide Hazards and Impact on Communities* (Vol. 2021, No. 1, pp. 1-5). European Association of Geoscientists & Engineers.

3. Voznesensky, E. A. (1998). Earthquakes and soil dynamics. *Educational Journal of Soros*, *2*, 101-108.
4. Nemchynov, I., Maryenkov, N., Babik, K., Khavkin, A., Poklonsky, V., Fesenko, O., ... & Sklyar, A. (2017). New generation building code DBNV. 1.-1-12: 2014" Construction in seismic regions of Ukraine". 6th World Conference on Earthquake (16WCEE), Santiago Chile, January 9th to 13th.
5. Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., ... & Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. In *Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar: Long Beach, CA*.
6. Ronald, D., Andrus, Kenneth H., & Stokoe K.H. Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 126 (11).*
7. Andrus, R.D. & Stokoe, K.H. ‘‘Liquefaction resistance based on shear wave velocity.’’ Proc., (1997). NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, *National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo*, 9, 128.
8. Ronald, D., Andrus, Kenneth, H., Stokoe, Riley, M. & Chung (1999). Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures. *Building and Fire research laboratory, National institute of standarts and technology, Gaidhersburg,* MD 20899.
9. Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D. & et. al. (2001): Liquefaction resistance of soils summary report from 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.,* (127), 817–833.
10. Dovbnich, M.M., & Ananchenko, M.Y. (2015). Geophysical criteria for seismic liquefaction of tailings anthropogenic soils of ore-dressing and processing enterprises of Ukraine. *Naukovyi Visnyk NGU.* (1), 8-15.

Thixotropic Properties of Hydraulic Fill Soils in Tailings Dams – Geophysical Criteria for Prediction

Iryna VIKTOSENKO
Mykhaylo DOVBNICH

Summary Tailings facilities of large mining and processing plants are particularly responsible structures the destruction of which can cause serious environmental and socio-economic consequences. One of the factors affecting the safety of the operation of such facilities is strong seismic effects caused by earthquakes of tectonic and technogenically induced nature. Tailings facilities are technogenic facilities that significantly change the engineering, geological and landscape situation of territories. Anthropogenic changes in the geological environment associated with the construction and operation of tailings facilities also significantly affect local changes in seismicity. When increasing the volume of tailings facilities, low-velocity, waterlogged technogenic soils are located at the base of the enclosing dams of subsequent tiers. When designing these structures, it is necessary to consider the possibility of soil liquefaction at their base. The paper discusses the results of testing approaches to assessing seismic liquefaction of technogenic soils using geophysical data in the conditions of tailings dumps of mining and processing plants of the Kryvyi Rih Iron Ore Basin. It is shown that the main geophysical factors that determine the possibility of liquefaction are the values of predicted peak horizontal accelerations of the soil surface and the law of change shear waves velocity with depth. The depth of the studied point in the section also makes a significant contribution. For points located below the groundwater level (GWL), variations in the position of the GWL and soil density above and below the GWL (for physically real situations) affect the liquefaction potential significantly less than the factors listed above. The prospects for geophysical assessment of the dynamic stability of soils of technogenic objects are substantiated. This approach was first tested on the territory of tailings dumps of mining and processing plants in Ukraine. We will consider the results obtained by the authors of the assessment of the possibility of seismic liquefaction of low-velocity technogenic soils based on borehole and field seismic surveys at one of the tailings dumps in Kryvyi Rih. The approach used is a promising alternative or addition to approaches based on penetration properties and will significantly increase the reliability of the forecast of the possibility of liquefaction of technogenic soils in the event of dynamic impacts of various nature.

Keywords. Tailings dams, hydraulic fill soils, seismic liquefaction, prediction, geophysical criteria.

Результати експериментальних досліджень деформацій ґрунтових основ великорозмірних фундаментів при позацентрових навантаженнях.

Сергій ГОЛОВКО[1], Євгеній БАУСК[2], Олексій ГОЛОВКО[3], Олександр ХАРЧЕНКО[4]

[1, 2,3,4] Український державний університет науки і технологій
24а, вул.. Архітектора Олега Петрова, Дніпро, Україна, 49605
[1] golovko.pgasa@gmail.com, https://orcid.org/0009-0009-9374-4925
[2] yabausk@gmail.com, https://orcid.org/0000-0003-0504-18911
[3] pgasa.golovko @gmail.com, https://orcid.org/0000-0003-3162-7554
[4] kharchenko.oleksandr@pdaba.edu.ua

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.55-63

Анотація. На прикладі багаторічних спостережень осідань та крену реакторних відділень АЕС досліджено закономірності розвитку деформацій основ в часі для оцінки експлуатаційної надійності та гарантованого подовження терміну безпечної експлуатації споруди.

В роботі зосереджено увагу на аналізі отриманих матеріалів натурних вимірів осадок та кренів і деформацій основ великорозмірних фундаментів реакторних відділень (РВ) в ґрунтових умовах Запорізької АЕС. Моніторинг деформацій основ споруд та комплексу будівель виконувався на протязі від 30 до 40 років, котрий включав виміри осадок та кренів споруди РВ, виміри крену реакторного апарату по фланцю головного роз'ємну, спостереження за динамікою крену при виконанні постійного моніторингу спеціальним обладнанням.

Метою натурних експериментальних досліджень було визначення та оцінка розвитку кренів РО в часі при високих статичних навантаженнях для визначення коректних моделей і проведення розрахунків з проектуванням стабілізації крену і забезпечення його допустимого значення для подальшої експлуатації реактору.

Проведена оцінка результатів досліджень кренів позацентрово навантажених фундаментів, запропоновано визначення крен по відомому або розрахунковому осіданню з використанням моделі коефіцієнта жорсткості основи при експериментально встановленому значенні відношення коефіцієнтів рівномірного та нерівномірного стиску. Зокрема прийнято метод стабілізації одностороннім навантаженням, величина та розташування котрого визначено розрахунками. Враховано стан та міцність конструкцій споруди РВ щодо забезпечення виконання додаткового навантаження.

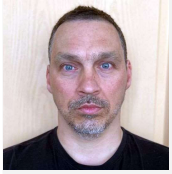
Проектування корегування кренів великорозмірних високо навантажених фундаментів споруд вимагає подальшого дослідження розрахункових схем і ситуацій, котрі суттєво впливають на загальний рівень надійності та безаварійної експлуатації споруди в цілому.

Ключові слова. Споруда реакторного відділення (РВ), ґрунтова основа, осадки, крени, коефіцієнти жорсткості основи рівномірного та нерівномірного стиску, стабілізація крену.

Сергій ГОЛОВКО
Завідувач комплексним науковим відділом проблем будівництва в складних інженерно-геологічних умовах, д.т.н., проф.

Євгеній БАУСК
Ст.н.с. лабораторії досліджень атомних та теплових електростанцій

Олексій ГОЛОВКО
Провідний науковий співробітник Комплексного наукового відділу проблем будівництва в складних інженерно-геологічних умовах, к.т.н., с.н.с..



Олександр ХАРЧЕНКО
Науковий співробітник Комплексного наукового відділу проблем будівництва в складних інженерно-геологічних умовах.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Для багатьох споруд експлуатаційна надійність визначається приростами кренів у процесі тривалого ущільнення основ. До таких об'єктів можливо віднести копри баштового типу, лінії з точним технологічним обладнанням, різні види нерозрізних конструкцій, промислові будівлі з фундаментами на неоднорідних і шаруватих основах, будівлі та споруди складної форми і особливо реакторні відділення АЕС, для яких встановленні більш жорсткі вимоги до гранично допустимому крену ніж для основної номенклатури інших споруд (НП 306.2.141-2008, 2008; IAEA NS-G-3.6, 2004; ДБН В.2.1-10:2018,2018). Реалізація проектів будівництва ставить ряд актуальних інженерних проблем, які можуть бути вирішені експериментальними дослідженнями роботи основ фундаментів при позацентрових навантаженнях. В інженерній практиці останніх років відзначається значна кількість об'єктів, які отримали наднормативні крени, розвиток яких продовжується тривалий час. Для розробки практичних методів розрахунку, а також методів стабілізації потрібні спеціальні дослідження реальної роботи ґрунтових основ великих розмірів при позацентрових навантаженнях. Особливо це актуально коли необхідно прийняти рішення щодо подовження експлуатації споруди реакторного відділення АЕС (IAEA NS-SSG-48, 2023).

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Особливістю фундаменту на ґрунтовій основі є те, що крім заданих активних сил, на нього впливають реактивні сили, величини яких в загальному випадку залежать від деформації основи. Правильність вибору основних факторів перевіряється відповідними об'єктивними експериментами і натуральними спостереженнями. Основи розраховують шляхом введення значної схематизації природних механічних процесів, замінюючи природну ґрунтову основу на деяку розрахункову механічну модель (ДБН В.2.1-10:2018, 2018).

Використання різноманітних моделей в частині розрахунку кренів в часі пов'язане з визначенням великої кількості параметрів ґрунтів та проведення складних математичних обчислень з відомими обмеженнями. Використання простих моделей потребує мінімальної кількості параметрів котрі визначати за відомими стандартними методиками та зручні в використанні.

Рішення задачі про крен жорстких круглих та прямокутних плит на пружному напівпросторі за ексцентричного навантаження було отримано рядом авторів (Головко, 1986; Головко та ін. 2021; Watabe, 2013), однак на практиці фактичні та розрахункові як осадки так і крени можуть суттєво відрізнятися (Головко та ін. 2010). Необхідно відмітити метод коефіцієнтів жорсткості (Головко, 1986), котрий може відобразити ефект розподільчих властивостей основи за розрахунком, або по експериментально встановленим закономірностям, достатньо так підібрати закон розподілення під підошвою фундаменту коефіцієнта жорсткості, щоб забезпечити необхідний характер осадки та крену.

Модель коефіцієнтів жорсткості прийнята в нормах розрахунку фундаментів з динамічним навантаженням де основним параметром є коефіцієнт пружного рівномірного стиснення C_z при поступальному вертикальному переміщенні фундаменту та коефіцієнт пружного нерівномірного стиснення C_φ,, при повороті фундаменту, котрі слід визначати експериментально, або розрахунком. Взаємозв'язок коефіцієнтів визначається співвідношенням: $C_\varphi=2\ C_z$.

МЕТА РОБОТИ

Визначені на стадії проектування при використанні результатів стандартних геологічних вишукувань розрахункові осідання та крени великорозмірних фундаментів можуть суттєво відрізнятися від фактичних при довготривалих деформаціях ґрунтової основи. Вибір моделі залежить від численних факторів, в тому числі розмірів фундаменту, його форми і жорсткості, глибини закладення підошви, стану і фізико-

механічних характеристик ґрунтів основи, а також характеру їх нашарування прийнятої розрахункової глибини стисливої товщі (ДБН В.2.1-10:2018, 2018).

Натурні експериментальні виміри осадок та кренів, глибини стисливої товщі та зон впливу великорозмірних фундаментів в різних ґрунтових умовах дозволяють удосконалювати існуючі розрахункові моделі. Особливого значення набувають також результати тривалих спостережень за деформуванням ґрунтової основи фундаментів РВ (СОУ НАЕК 109:2023, 2023; Bausk, 2007), які мають великі розміри, створюють значний тиск на основу, мають більші у декілька разів осідання, ніж розташовані від них на різних відстанях будівлі та споруди.

Очевидно, що на основі довготривалих спостережень може бути удосконалена розрахункова база проектування АЕС з моноблочною компоновкою.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Серійні уніфіковані реакторні відділення АЕС з реакторами типу ВВЕР-1000 є масивними залізобетонними спорудами вагою *262000 т* з розмірами в плані 68×68 м і висотою 67 м показано на Рис. 1. Фундамент є коробчастою залізобетонною конструкцією розмірами в плані 68х68 м і висотою 20 м з позначки -7,2 м до позначки 13,2 м. Внутрішні перекриття, стіни та діафрагми фундаменту монолітно пов'язані між собою нижньою і верхньою плитою. Верхня плита коробчастого фундаменту на позначці 13,2 м завтовшки 2,5 м є опорною частиною оболонки герметичної зони та облаштування реакторного відділення. Оболонка - монолітний залізобетонний циліндр діаметром 45 м, перекритий куполом з внутрішньою металевою ізоляцією.

Важливою особливістю споруди реакторного відділення є те, що реакторна установка (РУ) жорстко пов'язана з коробковим фундаментом високої жорсткості. Після остаточної установки ректору та фіксації в проектному положенні розвиток нерівномірних осідань основи і кренів викликає переміщення з нахилом установки.

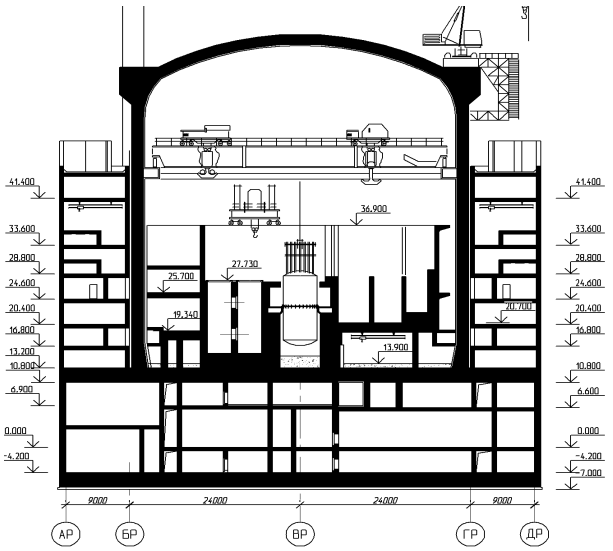


Рис.1. Розріз реакторного відділення.
Fig.1. Section of the reactor department.

Для забезпечення безпеки роботи реакторів найбільшого значення набувають обмеження за умовами роботи технологічного обладнання. Граничні значення спільної деформації основи та споруд за технологічними вимогами встановлюються відповідними нормами проектування будівель та споруд АЕС, правилами технічної експлуатації енергетичного обладнання або завданням на проектування з урахуванням, у необхідних випадках, рихтування положення обладнання у процесі експлуатації. Так крен реакторного відділення для реакторного апарату типу ВВЕР-1000 обмежений величиною ухилу фланця головного роз'єму реактора.

Особливо слід виділити, що допустимі осідання жорсткої споруди РВ мають значення в межах *200-300 мм*, і як правило при значних осадках є висока вірогідність розвитку кренів, які за технологічним обмеженням на порядок менші від допустимого крену для споруди.

В процесі будівництва жорсткість споруди, і в першу чергу, фундаментної конструкції, змінюється. При зведенні постаменту до позначки 13,6 м жорсткість фундаментної конструкції значно збільшується. Після бетонування верхньої плити фундаменту навантаження на основу досягає 40% і середній тиск під підошвою становить

P=0,25 МПа (2,5 кг/см^2). До моменту жорсткого закріплення реактору нерівномірні навантаження не мають істотного впливу на обладнання та будівлю. Потім нерівномірні односторонні навантаження можуть викликати крен споруди в будівельний період з наступним розвитком тривалий час.

Після набору верхньої плитою проектної міцності йде інтенсивний монтаж будівельних конструкцій оболонки та облаштування укрупненими блоками. Навантаження на основу передається через жорстку коробку фундаментну конструкцію. На цьому етапі будівництва можливе виникнення значних навантажень з великими ексцентриситетами, що спостерігалося на першому та четвертому блоках Запорізької АЕС. На момент закінчення будівельних робіт та монтажу технологічного обладнання тиск на основу зростає до *P=0,56 МПа*. Після повного навантаження змінити отриманий у будівельний період крен реакторної установки можливо лише спеціальними дороговартісними конструктивними заходами

В процесі проведення моніторингу деформацій фіксувалися навантаження на фундаменти на різних етапах будівництва споруд. Додатково виконані спостереження за пошаровими деформаціями ґрунтової основи, а також деформацій поверхні та фундаментів за межами площі, завантаженої фундаментною плитою реакторного відділення.

Після закінчення будівництва та монтажу обладнання ексцентриситет прикладення рівнодіючого навантаження на рівні підошви фундаментів реакторних відділень уніфікованих АЕС складає 0,56…0,62 м. Для зниження кренів реакторних відділень №5 та №6 на стадії будівництва були внесені корективи в розміри фундаменту (Головко та ін.,2010), які привели до зниження ексцентриситету навантажень до 0,06 м і технологічні вимоги були виконані з моменту пуску до 2021 року. Середній тиск під підошвою фундаментів цих блоків склав 0,552 МПа.

За результатами геологічних досліджень основу фундаментів реакторних відділень Запорізької АЕС складено пісками середньої щільності та щільними, дрібними та середньозернистими на глибину 20…26 м (ІГЕ-1) з незначними прошарками пластичних супісків. Піски підстилаються палеогеновими глинами середньою потужністю 13...20 м (ІГЕ-2). За результатами досліджень на стадії проектування модуль деформації пісків оцінений значеннями 30...40МПа, глин - 20МПа. Шар глин підстилається різнозернистими глауконітовими щільними пісками (ІГЕ-3), з модулем деформації 45МПа, твердими піщанистими глауконітовими глинами (ІГЕ-4) з модулем деформації 30...40МПа, слабозцементованими пісковиками і каоліном. Осадові відкладення перекривають граніти кристалічного щита. Усі перелічені шари у плямі споруди залягають практично горизонтально. Ґрунтові води розташовані на рівні підошви фундаментів на глибинах 6-7 м від поверхні.

Проектування РВ АЄС виконувалось за діючими на кінець 70-х років нормами. Осадки визначалися за двома моделями: шару скінченної товщини при глибині стисливої зони до 15,5 м [6] в межах верхніх піщаних відкладень та за моделлю пружного напівпростору з умовним обмеженням глибини стисливої зони.

При визначених вишукуваннями деформаційних характеристиках розрахункові осадки за першою моделлю склали 210-220 мм при розрахункових кренах 0,310 та 0,450 мм/м відповідно для РО-1 та РО-3. За другою розрахунковою схемою відповідно 765 та 794 мм при крені 0,27 та 0,29 мм/м. в залежності від характеристик ґрунту за вишукуванням різних років. Розрахункові значення не суттєво відрізнялись при прийнятих характеристиках за результатами вишукувань на стадії проектування та контрольних при експлуатації.

За результатами довготривалих спостережень станом на 2013 рік (Bausk, 2007) осадки склали для РО 1 208-222 мм, для РО 3 197-204 мм та крен споруд 0,901 і 0,870 мм/м відповідно. Графіки розвитку осадок та кренів споруд показано на Рис. 2 свідчать про тривалі деформації основи з повільним збільшенням осадок та кренів.

Значна розбіжність і особливо в крені котрий перевищив розрахункові значення в 3 рази та досяг гранично допустимих значень

за технологічними обмеженнями викликала необхідність аналізу результатів раніше виконаних досліджень, котрі на жаль були лише частково враховані на стадії будівництва.

Відповідно до виконаних досліджень оцінити взаємозв'язок між осадками і кренами фундаментів можливо з використанням моделі коефіцієнтів жорсткості основи при рівномірному *Kz* і нерівномірному *Kφ* стиску.

Для пружного напівпростору в стабілізованому стані коефіцієнт рівномірного та нерівномірного стиску мають сенс у виді:

$$K_z = P/S \quad (1)$$

$$K_\varphi = N \cdot e/(i \cdot I) \quad (2)$$

де P – тиск по підошві; S – осадка фундаменту; N – рівнодіюча вертикальних навантаження; e - ексцентриситет навантаження; i- крен фундаменту; I – момент інерції підошви;

Співвідношення коефіцієнтів має значення *Kφ/Kz*=2,67. Цілком очевидно, що при відношенні коефіцієнтів, що є близьким до отриманого, крени фундаментів будуть відповідати розрахунковим значенням.

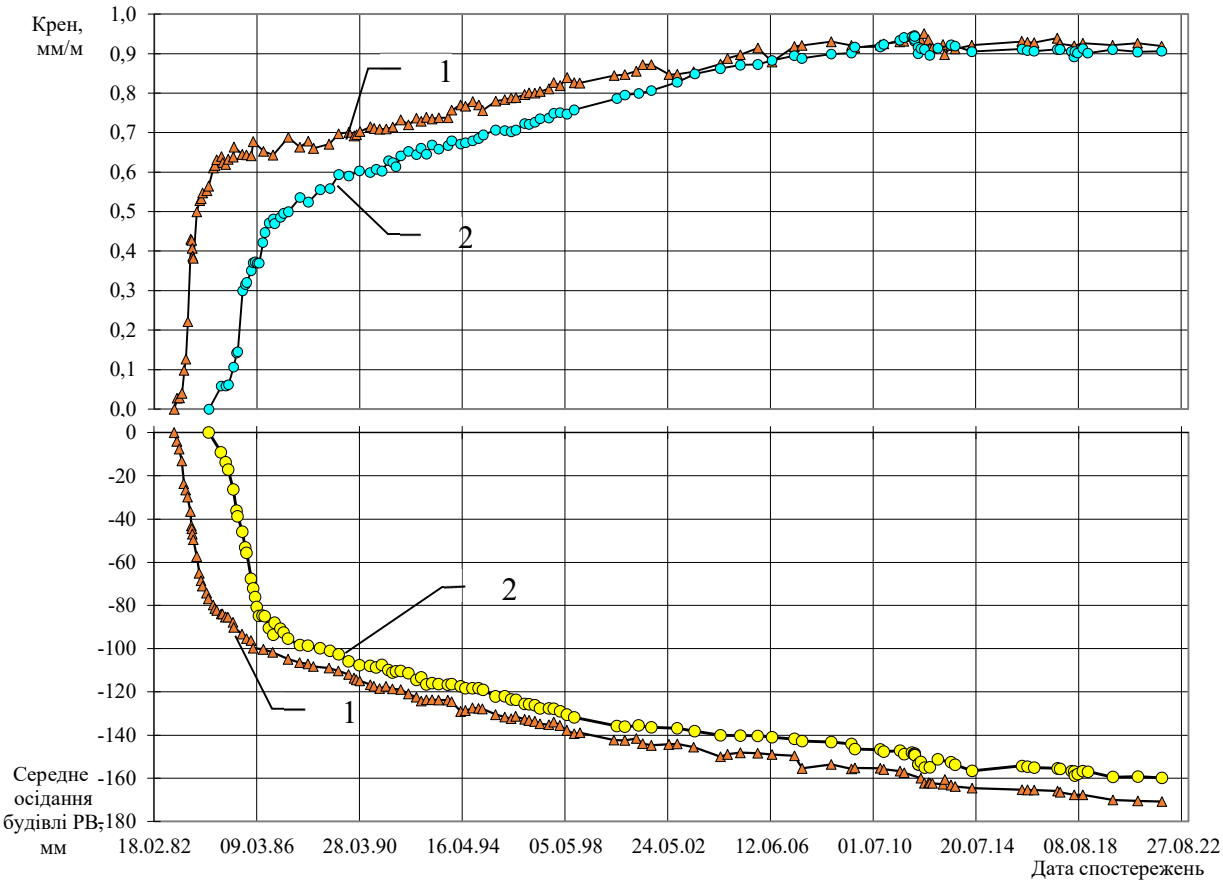


Рис.2. Закономірності розвитку осадок та кренів будівель реакторних відділень Запорізької АЕС: 1 – блоку №1; 2 - блоку №3

Fig.2. Patterns of development of settlements and tilts of the reactor compartment buildings of Zporizhzhia NPP: 1 - unit No. 1; 2 - unit No. 3

В цілому, для ґрунтових основ прогноз кренів фундаментів може бути виконаний з використанням коефіцієнта жорсткості *Kφ*, визначеного за відомим середнім осіданням з розрахунку, дослідження ґрунтів штампами або по результатах довготривалих спостереженням за осіданнями споруд та експериментально встановленого співвідношення

між коефіцієнтом жорсткості при рівномірному та нерівномірному стиску.

На підставі досліджень розвитку середніх осадок та кренів при позацентровому навантаженні були отримані експериментальні залежності, аналіз яких дозволив зробити висновок, що відношення коефіцієнтів жорсткості *Kφ/Kz* у процес стабілізації осадок штампів різної площі наближається до деякої постійної величини, значно відрізняючись від отриманого для моделі пружного напівпростору і в діапазоні середніх тисків *0,05...0,30 МПа* знаходиться в межах *Kφ/Kz=1,2...0,7*.

У зв'язку з цим представляють інтерес результати випробування ґрунтів статичним навантаженням на позначці закладення підошви фундаменту будівлі РВ. Випробування були виконані з метою розрахункового обґрунтування осадок та кренів на майданчику будівництва енергоблоку № 5.

В умовах АЕС виконані штампові дослідження піщаного ґрунту основи позацентровими навантаженнями моделей жорстких круглих штампів. Випробування основи було проведено в серії випробувань штампами площею *0,5 та 1,0 м*^{2} при відносному ексцентриситеті навантаження *01-0,2r (r - радіус штампа)* в діапазоні тиску під підошвою до *0,95 МПа.*

Випробовувалися піски середньої щільності і щільні при ступінчастому навантаженні до умовної стабілізації осадок на кожному ступені, котрий становив *0,05 МПа*. Навантаження здійснювалося до тиску *0,575* та *0,95 МПа*.

Результати випробувань показали, що залежність «осадка-навантаження» є лінійною практично до тиску *0,95 МПа* при випробуванні в відкритому котловані (рис. 3). На лінійній ділянці діаграми «осадка-тиск» модуль деформації ґрунту становить більше *100 МПа*, суттєво відрізняючись від рекомендованих значень за результатами стандартних геологічних вишукувань.

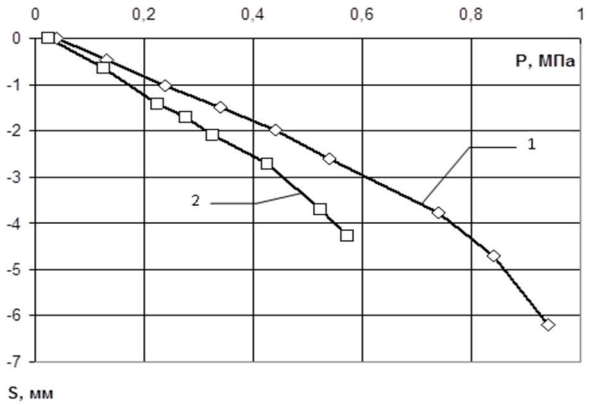


Рис.3. Залежність S=f(P) 1 – для штампу площею 0,5 м^2; 2 - те ж 1,0 м^2.

Fig.3. Dependency S=f(P) 1 – for a flatter stamp 0,5 m^2, 2 - the same 1,0 м^2.

Цілком очевидна відмінність отриманих результатів в фактичних та розрахункових осадках та кренах, котрі були визначені за нормативними документами.

Результати спостережень за осадками та кренами реакторних відділень №1 та 3 приведені на Рис. 2 свідчать про незатухаючі деформації ґрунтової основи та тривалий їх розвиток що характерно для значної товщі основи спів мірної з розміром фундаментів.

Оцінку впливу осадок основи та крену на положення реакторного апарату виконано за результатами кореляційного аналізу параметрів осадової площини споруди РВ та площини фланця реактора енергоблоків №1 та 3. За аналізом результатів чітко встановлено закономірність практичного спів падіння крену споруди та реактору, що дозволяє виконати як прогноз розвитку осадок та кренів на період подальшої експлуатації, так і визначитись з необхідністю стабілізації крену у відповідний проміжок часу. Контроль за кренами можливо виконати за декількома системами, основною з яких є облаштування осадових марок по периметру споруди та вимір крену автоматизованою системою.

Необхідно зазначити, що при багаторічній експлуатації та в період продовження експлуатації енергетичного обладнання РВ 1,3 оцінка впливу на безпеку виконується в діапазоні малих значень деформацій основи котрі становлять до 10% від гранично допустимих осадок для споруди як будівельної конструкції. У цьому випадку виникає необхідність у адекватних розрахункових

моделях ґрунтової основи, які максимально достовірно відображають розрахункові значення крену при осадках близьких до умовно-стабілізованих і швидкостях котрі знаходяться в межах до 2,0 мм/рік.

Екстраполяція одержаних спостереженнями кривих «осадка - час» в область далеких часів дає найбільш правильні результати та дозволяє визначити терміни, коли необхідно розпочинати стабілізаційні заходи (Головко, 1986).

При розробці проекту стабілізації та регулювання крену реакторних відділень енергоблоків №1, 3 АЕС проектним рішенням було передбачено формування залізобетонного навантаження на покрівлі реактора з сторони протилежної крену, що забезпечувало перерозподіл тиску на основу по підошві фундаменту РВ. Метою проекту було досягнення стабілізації та зниження ухилу головного роз'єму енергетичного реактора для забезпечення продовження подальшої експлуатації. Враховуючи малі величини швидкості крену РВ розрахунок навантаження виконано з використанням коефіцієнта жорсткості основи визначеного за результатами спостережень за осадками споруди. Коефіцієнт жорсткості при рівномірному стиску визначено за фактичною осадкою реакторних відділень та тиском на основу, котрий склав $K_z=56/0,2=280т/м^3$.

Величину додаткового ексцентричного навантаження визначено при прийнятому співвідношенні $K_\varphi/K_z=1,0$.

Розрахункова модель споруди РВ була розроблена в розрахунковому комплексі ПК ЛІРА до якої були включені всі основні несучі будівельні конструкції. Основним предметом досліджень було виявлення ефективності роботи несучих будівельних конструкцій при різних комбінаціях навантажень, включаючи додаткове з великим ексцентриситетом відносно центральних осей споруди.

Конструкції додаткових навантажень на покрівлях РО-1 та РО-3 відрізнялися між собою у зв'язку з відмінностями у напрямках вектора загального крену, а також особливостями будови ґрунтових основ та наявністю на покрівлі РО-1 додаткового навантаження (загальною вагою *1800 т*), змонтованого під час будівництва.

На підставі розрахунків проектним рішенням по РВ-1 було передбачено монтаж залізобетонного навантаження на покрівлі облаштування будівлі реакторного відділення, котре складається із збірних залізобетонних балок прямокутного перетину масою *7,5 т*. Загальна вага навантаження склала *2288 т*.

Проектним рішенням щодо РО-3 передбачено монтаж залізобетонного навантаження на покрівлі облаштування будівлі практично по діагоналі в зв’язку з креном по двох головних осях з монолітної та збірної частин загальною вагою 4060 т показано на Рис 4. Конструкція монолітного залізобетонного навантаження являє собою залізобетонний масив розмірами 37,4×12,8×4,0 м, складної форми в плані, загальною масою 2620 т.

Рис.4. Монтаж елементів навантаження.
Fig.4. Installation of load elements

За результатами геодезичного моніторингу осадок та кренів будівель реакторних відділень енергоблоків № 1,3 станом на 2021 рік виявлено загальну закономірність стабілізації, крени знизилися і становлять відповідно 92,8 % та 90,6 % гранично допустимого значення згідно норм.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Для визначення осадок та кренів будівель реакторних відділень АЕС у часі можуть

бути використані результати тривалих спостережень які повинні проводитись на протязі часу експлуатації споруди. Надійний прогноз деформацій основи можливо виконати по результатах довготривалих спостережень та визначити період часу щодо необхідності стабілізації крену.

Між креном будівлі та ухилом реакторної установки існує чітко виявлений взаємозв'язок, у будь-який момент часу за результатами спостережень за будівлею можна отримати положення фланця без спеціальних вимірювань у герметичній зоні.

При проектуванні додаткового стабілізаційного навантаження визначення кренів можливо виконати з використанням моделі коефіцієнта жорсткості при співвідношенні *Kφ/Kz= 0,8…1,2.* Для масивних споруд ефективним може бути одностороннє навантаження регульовано типу, котре може включати монолітну та збірну частину з постійним контролем крену. Розроблені проекти були реалізовані на практиці, а результати натурного моніторингу підтвердили прийняті розрахункові моделі та ефективність проектних рішень.

ЛІТЕРАТУРА

1. Загальні положення безпеки атомних станцій: НП 306.2.141-2008. (2008). К.: Державний комітет ядерного регулювання України.
2. Geotechnical Aspects of Site Evaluation and Foundations for Nuclear Power Plants. Safety Guide: IAEA NS-G-3.6. (2004). Vienna: IAEA.
3. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. (2018) [Чинний від 2019.01.01]. К.: Мінрегіон України.
4. Ageing Management and Development of a Programme for Long Term Operation of Nuclear Power Plants. Specific Safety Guide: IAEA NS-SSG-48. (2023). Vienna: IAEA.
5. Експлуатація технологічного комплексу. Моніторинг будівельних конструкцій АЕС. Загальні вимоги: СОУ НАЕК 109:2023. (2023). К.: Державне підприємство «Національна атомна енергогенеруюча компанія «Енергоатом».
6. Головко С.И. (1986). *Особенности взаимодействия внецентренно нагруженных фундаментов с основанием, обладающим реологическими свойствами.* (Автореф. дис. ...канд. техн. наук). НДІБК. Київ.
7. Головко, С.І. (2021). Результати багаторічних експериментально-теоретичних досліджень деформацій ґрунтових основ великорозмірних високонавантажених фундаментів (Є. Бауск, О. Головко, Ред.). В *Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі* (с.138-139). Дніпро: ДВНЗ ПДАБА. https://ipiend.gov.ua/wp-content/uploads/2021/01/APA_style_Rekomendatsii-iz-zastosuvannia.pdf
8. Bausk, Eu. (2007) Safety Assessment of VVER-1000 PWR Type Containment Foundations *Transactions, SMiRT, 19*, H06/6, 1-6.
9. Головко, С.И., Седин, В.Л., Бауск, Е.А (2010) Оценка технического состояния и продление эксплуатации фундаментов защитной оболочки реакторного отделения ВВЭР-1000 *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури,* (9), 39-44.
10. Watabe, Y., & Sassa, S. (ed.). (2013). *Comparative study of long-term consolidation for subsoils under Kansai Airport and Pisa Tower: Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sept. 2013*. Paris: ISSMGE.

REFERENCES

1. Zahal′ni polozhennya bezpeky atomnykh stantsiy: NP 306.2.141-2008. (2008). K.: Derzhavnyy komitet yadernoho rehulyuvannya Ukrayiny. (in Ukrainian).
2. Geotechnical Aspects of Site Evaluation and Foundations for Nuclear Power Plants. Safety Guide: IAEA NS-G-3.6. (2004). Vienna: IAEA.
3. Osnovy i fundamenty budivel′ ta sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1-10:2018 - [Chynnyy vid 2019.01.01]. - K.: Minrehion Ukrayiny, 36 (in Ukrainian).
4. Ageing Management and Development of a Programme for Long Term Operation of Nuclear Power Plants. Specific Safety Guide: IAEA NS-SSG-48. (2023). Vienna: IAEA.
5. Ekspluatatsiya tekhnolohichnoho kompleksu. Monitorynh budivel′nykh konstruktsiy AES. Zahal′ni vymohy: SOU NAEK 109:2023. (2023). - K.: Derzhavne pidpryyems-tvo «Natsional′na atomna enerhoheneruyu-cha kompaniya «Enerhoatom». (in Ukrainian).
6. Golovko S.I. (1986). *Osobennosti vzaimodeystviya vnetsentrenno nagruzhennykh fundamentov s osnovaniyem, obladayushchim*

reologicheskimi svoystvami [Peculiarities of the interaction of eccentrically loaded foundations with a foundation possessing rheological properties]. (Avtoref. dis. ...kand. tekhn. nauk). NDIBK. Kiĭv. (in Russian).
7. Holovko, S.I. (2021). Rezul′taty bahatorichnykh eksperymental′no-teoretychnykh dos-lidzhen′ deformatsiy gruntovykh osnov velykorozmirnykh vysokonavantazhenykh fundamentiv [Results of many years of experimental and theoretical research into deformations of soil bases of large-sized highly loaded foundations] (YE. Bausk, O. Holovko, Red.). *V Innovatsiyni tekhnolohiyi u budivnytstvi, tsyvi-l'niy inzheneriyi ta arkhitekturi* (s.138-139). Dnipro: DVNZ PDABA. (in Ukrainian).
8. Bausk, Eu. (2007) Safety Assessment of VVER-1000 PWR Type Containment Foundations *Transactions, SMiRT, 19*, H06/6, 1-6.
9. Holovko, S.Y., Sedyn, V.L., Bausk, E.A (2010) Otsenka tekhnycheskoho sostoyanyya y prodlenye ékspluatatsyy fundamentov zashchytnoy obolochky reaktornoho otdelenyya VVÉR-1000 [Assessment of the technical condition and extension of the operation of the foundations of the protective shell of the VVER-1000 reactor compartment] *Visnyk Prydniprovs'koyi derzhavnoyi akademiyi budivnytstva ta arkhi-tektury,* (9), 39-44. (in Russian).
10. Watabe, Y., & Sassa, S. (ed.). (2013). *Comparative study of long-term consolidation for subsoils under Kansai Airport and Pisa Tower: Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sept. 2013*. Paris: ISSMGE.

Results of experimental studies of deformations of soil bases of large-sized foundations under eccentric loads.

Serhiy GOLOVKO,
Yevhenii BAUSK,
Oleksiy GOLOVKO,
Oleksandr KHARCHENKO

Summary. Using the example of long-term observations of settlements and tilting of reactor compartments of NPPs, the regularities of deformation development over time were studied to assess operational reliability and guaranteed extension of the safe operation period of the structure.

The work focuses on the analysis of the obtained materials of field observations of settlements and tilting and deformations of the bases of large-sized foundations of reactor compartments (RC) in the soil conditions of Zaporizhzhia NPP. Monitoring of deformations of the bases of structures and the building complex was carried out for 30 to 40 years, which included measurements of settlements and tilting of the RC structure, measurements of the reactor vessel tilt along the flange of the main separator, and observation of the dynamics of the tilt during continuous monitoring.

The purpose of the full-scale experimental studies was to determine and assess the development of the roll of the reactor over time under high static loads to determine the correct models and perform calculations with the design of roll stabilization and ensuring the permissible roll for further operation of the reactor. The results of the studies of rolls of eccentrically loaded foundations were evaluated, the determination of rolls by known or calculated settlement was proposed using the model of the stiffness coefficient of the base at an experimentally established value of the ratio of the coefficients of uniform and uneven compression. In particular, the method of stabilization by one-sided additional load was adopted, the magnitude and location of which were determined by calculations. The condition and strength of the structures of the reactor structure were taken into account to ensure additional loading.

It was established that the design of roll correction of large-sized highly loaded foundations of structures requires further study of calculation schemes and situations that significantly affect the overall level of reliability and trouble-free operation of the structure as a whole.

Keywords. Reactor compartment building (RB), soil base, settlements, rolls, base stiffness coefficients, roll stabilization.

Виконання будівельного водозниження на територіях зі складними гідрогеологічними умовами

Дмитро ДМИТРІЄВ[1], Сергій КУРАШ[2]

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
вул. Преображенська, 5/2, Київ, Україна, 03037
[1]dmitrievgts71@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-7307-2150
[2]zuvs2004@gmail.com, orcid.org/ 0009-0001-5810-9258

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.64-76

Анотація. Урбанізовані території є прикладом потужного і незбалансованого впливу на геологічне середовище техногенних факторів, які порушують гідрогеологічні та геоекологічні умови території.

На забудованих територіях спостерігаються зміни умов формування поверхневого і підземного стоку, порушується характер гідравлічного зв'язку поверхневих і ґрунтових вод, а також водоносних горизонтів між собою.

При виконані робіт зі спорудження заглиблених конструкцій та влаштування котлованів слід враховувати інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови ділянки будівництва.

Спорудження фундаментів на палях, тунелів, інженерних мереж, а також підземних паркінгів в більшості випадків призводить до баражування потоку ґрунтових вод, та як наслідок, до підтоплення території. Підземний простір сучасного міста насичений водонесучими комунікаціями, які мають непередбачувані витоки. Витоки вод з комунікацій викликають значний підйом рівнів ґрунтових вод верхнього водоносного горизонту, які мають випадковий характер і важко піддаються прогнозуванню. Проєктування і будівництво нових будівель та споруд підвищеної відповідальності в складних інженерно-геологічних умовах та в щільній забудови потребує додаткових заходів, які повинні забезпечити можливість безпечного виконання будівельних робіт, обмежити вплив на оточуючі споруди і мережі та захистити новобудови та оточуючу забудову від прояву небезпечних інженерно-геологічних процесів.

В статті розглянуто заходи щодо влаштування котловану при виконанні реконструкції каналізаційного колектора Д=2280 мм в м. Києві на лівому березі р. Дніпро на будівельний період.

Дмитро ДМИТРІЄВ
провідний науковий співробітник
відділу надійності конструкцій
будівель та споруд
к.т.н., с.н.с.

Сергій КУРАШ
старший науковий співробітник
відділу надійності конструкцій
будівель та споруд
к.т.н.

На даний час виконання таких робіт не регламентується в повної мірі сучасними чинними в Україні нормативними документами. Використовуються норми, що були розроблені при СРСР, але на даний час вони є діючими в нашій країні.

Виходячи з вище викладеного, при проєктуванні і будівництві таких об'єктів слід передбачати комплекс заходів щодо захисту заглиблених конструкцій від впливу ґрунтових вод на будівельний та експлуатаційний періоди.

Ключові слова. Гідрогеологічні умови, рівень ґрунтових вод, будівельне водозниження, коефіцієнт фільтрації, голкофільтри.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Будівництво підземних споруд (паркінги, бомбосховища, фундаменти) і інженерних мереж (водоносні, зливові, каналізаційні мережі, мережі для електропостачання та ін.) потребують додаткових заходів щодо їх захисту від впливу ґрунтових вод на період їх зведення та експлуатації.

Важливу роль в даних умовах відіграють гідрогеологічні умови ділянки та фільтраційні властивості ґрунтів основи. Об'єкти нового будівництва часто розташовуються в щільній міській забудові. Всі ці фактори потребують їх врахування при проєктуванні і виконанні будівельних робіт

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В нормативних документах та у роботах багатьох науковців (ДБН В.1.1–25–2009, 2011; ДСТУ–Н Б В.1.1–38:2016, 2017, E. Forero-Ortiz та ін., 2020; Yong-sik Han та ін., 2019) висвітлюється проблема впливу ґрунтових вод на заглиблені конструкції будівель та споруд. Переважно у публікаціях звучить те, що на період будівництва слід виконувати різноманітні заходи з будівельного водозниження, а на період експлуатації комбінований варіант з влаштування різного виду дренажів та гідроізоляції.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити можливість виконання реконструкції каналізаційного колектора Д=2280 мм в м. Києві на лівому березі р. Дніпро в складних інженерно-геологічних і гідрогеологічних умовах, з забезпеченням необхідних умов щодо безпеки виконання робіт та мінімізації впливу на оточуючою територію.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Будівництво заглиблених конструкцій будівель та споруд в гідрогеологічних умовах потребує додаткових і, зазвичай, складних і коштовних робіт (Дмитрієв та ін., 2023; Бамбура та ін., 2016; Ishigaki та ін., 2015).

При високому рівні розташування ґрунтових вод необхідно виконувати спеціальні заходи, які повинні забезпечити безпечні умови при виконанні заглиблених конструкцій.

В даній роботі розглядаються результати робіт з проєктування будівельного водозниження при виконанні реконструкції каналізаційного колектора Д=2280 мм в Дарницькому районі м. Києва.

В адміністративному відношенні ділянка вишукувань розташована в Дарницькому районі м. Києва.

У геоморфологічному відношенні територія розташована в районі безморенних терас Деснянсько-Дніпровської зандрово-алювіальної підобласті. Ділянка робіт знаходиться на лівому березі р. Дніпро в межах заплави, поверхня якої спланована насипними ґрунтами.

Рельєф ділянки рівний, полого нахилений з півночі на південь. Абсолютні відмітки поверхні ділянки коливаються від 100,0 до 110,00 м.

Загалом у розрізі виділяється три стратиграфо-генетичних комплекси.

Стратиграфо-генетичний комплекс голоценових елювіальних відкладів.

Стратиграфо-генетичний комплекс голоценових техногенних відкладів.

Стратиграфо-генетичний комплекс голоценових алювіальних відкладів.

На майданчику вишукувань були виділені наступні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ–1а – ґрунтово-рослинний шар – пісок мілкий, сірий, темно-сірий, пухкий, малого ступеню водонасичення, гумусований, з корінням рослин;

ІГЕ–1б – дорожнє покриття - асфальт;

ІГЕ–1 – насипний шар – пісок мілкий, сірий, темно-жовтий, пухкий, малого ступеню водонасичення, з включенням будівельного сміття;

ІГЕ–1щ – насипний шар – гранвідсів;

ІГЕ–2 – пісок пилуватий, світло-жовтий, середньої щільності, насичений водою, з

прошарками супіску, середнє значення коефіцієнту фільтрації 0,99 м/добу;

ІГЕ–3 – пісок мілкий, жовтий, середньої щільності, від малого ступеня вологості до насиченого водою, середнє значення коефіцієнту фільтрації 6,67 м/добу;

ІГЕ–4 – пісок середньої крупності, жовтий, середньої щільності, насичений водою, середнє значення коефіцієнту фільтрації 15,16 м/добу.

На Рис. 1 наведено інженерно – геологічний розріз на ділянці реконструкції. Згідно з ДБН В.1.2-12-2008 «Будівництво в умовах ущільненої забудови» ділянка відноситься до території з умовами ущільненої забудови.

На час проведення робіт ґрунтові води зустрінуті на глибині 4,1 – 12,6 м (абс. відм. 95,0 – 97,00 м).

За гідрогеологічним районуванням ділянка вишукувань належить до Дніпровського артезіанського басейну. Прогнозний підйом рівня ґрунтових вод може складати до 1,0м, від зафіксованого при вишукуваннях. Територія робіт відноситься до підтоплюваної водами основного горизонту 25 (ДБН В.1.1-25-2009, 2011).

На підтоплюваних територіях повинні виконуватися заходи проти можливого розвитку підтоплення (ДБН В.1.1–25–2009, 2011; ДСТУ–Н Б В.1.1–38:2016, 2017). Ці заходи поділяються на попереджувальні і захисні.

Попереджувальні заходи виконуються з метою попередження розвитку підтоплення на територіях, що освоюються, і спрямовані проти факторів, дія яких може мате місце при будівництві і експлуатації об’єкта.

Попереджувальні заходи слід виконувати на всіх потенційно підтоплюваних територіях. Вони входять до комплексу робіт з інженерної підготовки

При виконанні робіт з розробки котловану буде відбуватися його затоплення ґрунтовими водами.

Штучне пониження ґрунтових вод (водозниження) в будівництві передбачають в будівельний і експлуатаційний періоди для захисту котлованів, основ, підземних і заглиблених споруд.

Для будівельного періоду передбачають використання водовідливу з котлованів і траншей, дренажі, голкофільтри для гравітаційного, вакуумного і електроосмотичного способів, відкритих і герметичних (вакуумних) водознижувальних свердловин; для експлуатаційного періоду - постійні дренажні системи різних видів, в тому числі з насосними станціями, і водознижувальних свердловин всіх видів.

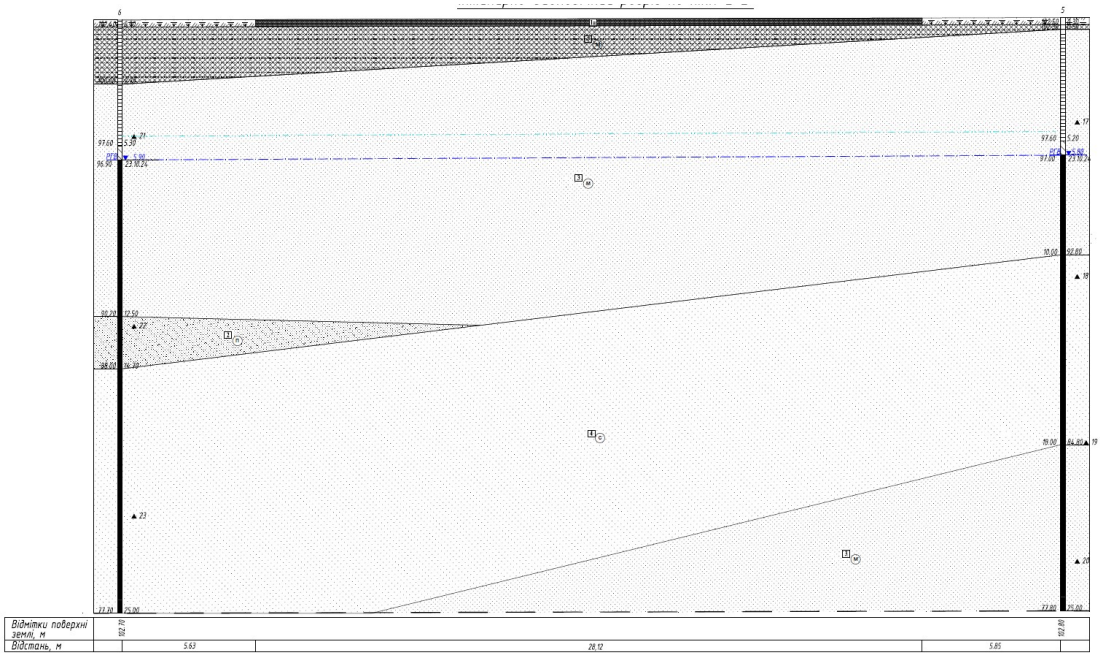


Рис.1. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва.
Fig.1. Engineering-geological section of the construction site.

Глибину пониження рівня ґрунтових вод слід призначати:

- при зниженні напору в напірних водоносних шарах, які залягають нижче дна котловану або підлоги заглибленого приміщення, виходячи з необхідності виключення проривів води і забезпечення стійкості ґрунтів в основі споруд;
- при захисті котлованів і заглиблених приміщень, які не доходять на глибину до водонепроникних ґрунтів, виходячи з можливого підвищення рівня води за час аварійного відключення системи;
- при високому заляганні водонепроникних шарів або при прорізанні їх котлованом - виходячи з практично досяжної глибини пониження рівня ґрунтових вод в кожному водоносному шарі.

При необхідності виконання земляних і інших будівельних робіт в котловані насухо в проєкті повинно бути передбачено завчасний ввід в дію водознижувальних пристроїв для забезпечення необхідного випереджаючого розвитку водозниження по відношенню до земляних та інших робіт.

При будівництві рівень ґрунтових вод може бути знижений трьома способами: поверхневим, підземним і комбінованим (СНиП 2.06.14-85, 1986; ДБН В.2.1-10:2018, 2019). При цьому розрізняють попереднє водозниження, при якому осушення ділянки здійснюють до початку робіт, і паралельне, при якому роботи з водозниження та розробка котловану здійснюють одночасно.

Вибір заходів водозниження залежить від властивостей і умов залягання ґрунтів, умов живлення ґрунтових вод, водопроникності (коефіцієнта фільтрації) осушуваних порід, розмірів осушуваної зони, потужності водоносного горизонту, характеристик технічних засобів водозниження.

При високому рівні ґрунтових вод, у період будівництва застосовують штучне водозниження. Вибір раціонального способу водозниження залежить від характеру об'єкта, геологічної будови та гідрогеологічних умов ділянки.

Тимчасове зниження рівня ґрунтових вод застосовують на період будівництва і називають будівельним водозниженням, а довгочасне – на період експлуатації споруд, його називають дренажем.

У залежності від конфігурації в плані споруд застосовують лінійні, кільцеві (контурні) та площинні водознижуючі системи.

Лінійні системи водознижувальних установок використовують для захисту витягнутих в плані виробок типу траншей.

Кільцеві установки використовують при значних розмірах осушуваної зони, коли лінійні системи не можуть осушити водоносний пласт. У залежності від глибини зниження використовують один або декілька контурів водознижуючих установок.

Кільцеві установки проєктують для боротьби з підтопленням окремих споруд з глибокими фундаментами. Вони можуть забезпечити повне перехоплення води по контуру осушуваної ділянки.

Враховуючи, що на ділянці розташування об'єкту слід понизити рівень ґрунтових вод на значну глибину в водопроникних пісках найбільш доцільним є варіант комбінованого методу водозниження, а саме водозниження відкачкою води установками УВВ-3А-6КМ та глибинними високодебітними свердловинами.

Найбільш розповсюдженим способом водозниження є система голкофільтрів, які занурюють навколо котловану. Нижні кінці труб обладнані фільтрами, а верхні приєднують до усмоктувального колектору.

Схема водозниження за допомогою голкофільтрів показана на Рис. 2.

Якщо відстань між свердловинами менша двох радіусів депресії, то при одночасному відкачуванні води такі свердловини взаємодіють, що призводить до змикання кривих депресії і до утворення зони зниження рівня ґрунтових вод.

Голкофільтр являє собою трубу діаметром 38мм, довжиною до 8,5м, до нижнього кінця якої приєднана фільтрова ланка, що складається з двох труб: внутрішньої, яка є продовженням загальної труби діаметром 38мм, і зовнішньої, діаметром 60мм з рівномірно розподіленими отворами для пропускання води.

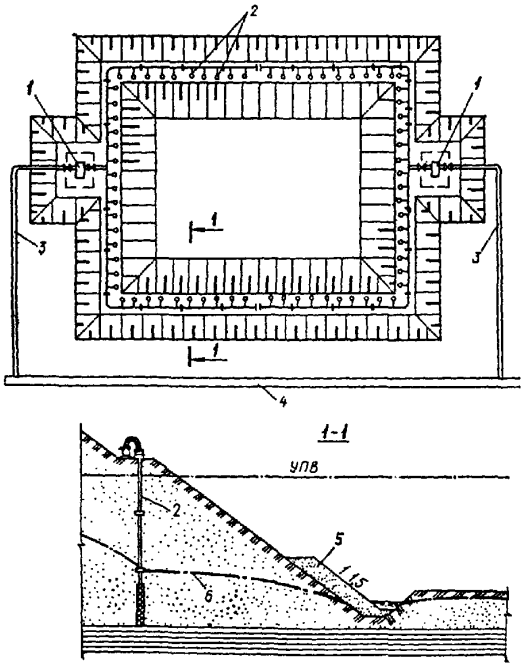


Рис. 2. Схема водозниження голкофільтрами:
1 – насосний агрегат; *2* - голкофільтри; *3* – напірний трубопровід; *4* – скидний трубопровід; *5* – дренажне привантаження; *6* – знижений рівень ґрунтових вод.

Fig. 2. Scheme of water reduction by needle filters:
1 – pumping unit; *2* – needle filters; *3* – pressure pipeline; *4* – discharge pipeline; *5* – drainage loading; 6 – reduced groundwater level

Зовнішня труба по спіралі обмотана дротом діаметром 3мм і покрита фільтровою і захисними сітками. Фільтрова ланка закінчується наконечником, всередині якого розміщені кульовій та кільцевий клапани.

Голкофільтри найчастіше занурюють в ґрунт гідравлічним способом, при цьому вони легко занурюється під дією власної ваги.

В ґрунтах, які можуть забивати сітки фільтрів або можливий виніс пилуватих пісків, голкофільтри встановлюють у попередньо пробурені свердловини. Для поліпшення надходження води в свердловину та для унеможливлення виносу ґрунтів основи навколо голкофільтру підсипають піщано-гравійну суміш.

При великих притоках води та коефіцієнтах фільтрації додатково до голкофільтрів потрібно використовувати високодебітні водознижувальні свердловини. Влаштування свердловин може виконуватися буровими установками ударно-канатного типу Mait R3, з влаштуванням кондуктора ϕ530мм з вибурюванням ґрунту зсередини, далі влаштовується обсадна труба ϕ400мм з вийняттям ґрунту зсередини колони. Після цього в свердловину монтують фільтрову колону ϕ273мм, обсипають піщано-гравійною сумішшю з послідуючим влаштуванням насосу та підйомної труби. Далі монтується скидувальний трубопровід з металевих або поліетиленових трубопроводів.

По закінченні водозниження все обладнання демонтують, а водознижувальні свердловини ліквідують. Фільтрові колони при неможливості демонтувати залишають в землі. В залежності від гідрогеологічних умов, глибини та місця розташування по відношенню до найближчих споруд проводять ліквідаційний тампонаж.

Проєктом передбачалося вакуумне пониження рівня ґрунтових вод за допомогою установок УВВ-3А-6КМ, та високодебітними глибинними свердловинами.

Буріння, занурення голкофільтрів і монтаж всмоктувального колектора здійснюється по існуючій відмітці або з пониженням відмітки на 1,5 метра.

Ділянка виконання робіт була розділена на 3 захватки. Передбачалася наступна послідовність етапів робіт:

1 Етап 1. Влаштовується котлован розміром 6×13 м. (захватка 1). Виконуються монтажні роботи з влаштування свердловин. Після цього виконується пониження рівня ґрунту до верху шпунта (огородження котловану) та встановлюються голкофільтри в попередньо пробурені свердловини. Після зниження рівня ґрунтових вод голкофільтрами 1-го ярусу котлован відкопується до відміток встановлення голкофільтрів 2-го ярусу:

- влаштування котловану із кріпленням та водозниженням в межах захватки 1;
- реконструкція колектора в існуючій трубі методом санації.

2. Етап 2 (котлован розміром 6×17,4 м). Влаштування голкофільтрів аналогічно роботам по захватці 1:

- переукладання колектора відкритим способом в межах захватки 2;

- засипання котловану в межах захватки 2 та демонтаж кріплення;

3. Влаштування котловану із кріпленням та водозниженням в межах захватки 3 (6×30,3м) аналогічно виконанню робіт на захватках 1 і 2;

- переукладання колектора в межах захватки 3;

- засипання котловану в межах захватки 3 та демонтаж кріплення.

При виконанні розрахунків системи водозниження були розглянуті наступні ситуації.

1. Виконання захватки 1 з голкофільтрами 1-го ярусу та влаштування 6 великодебітних свердловин.

2. Влаштування захватці 2 без урахування захватки 1.

3. Влаштування захватки 3.

План розташування елементів системи водозниження на ділянці дослідження наведений на Рис. 3.

Розділення на таки етапи викликане тим, що після виконання 1-ої захватки виконується захватка 2, після чого захватка 1 засипається ґрунтом, при цьому починаються роботи по захватці 3, тому в розрахунках системи водозниження захватки 2 і 3 були об'єднані.

Результати розрахунків голкофільтрів для другого ярусу їх встановлення аналогічні тим, що отримані при розрахунках першого ярусу (значення пониження рівня ґрунтових вод відносно відмітки їх встановлення).

При реконструкції каналізаційного колектора Д=2280 мм водозниження слід виконувати нижче глибини розробки котловану на 0,5...1,5 м для забезпечення безпечних умов роботи людей та техніки.

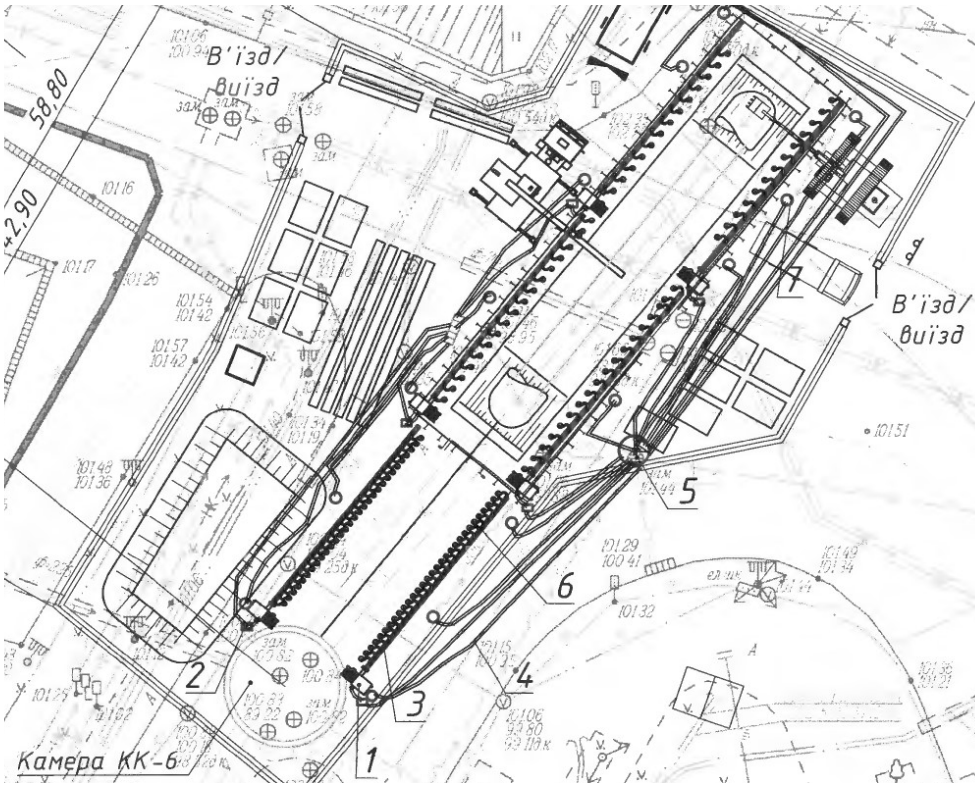


Рис. 3. План розташування елементів системи водозниження на ділянці дослідження.

1 – водознижувальна установка; *2* – перекачувальний бак; *3* – всмоктувальний колектор; *4* – скидувальнийний колектор; *5* – місце для водоскиду; *6* – голкофільтр; *7* – водознижувальна свердловина.

Fig. 3. Layout plan of the water reduction system elements at the research site.

1 – water reduction unit; 2 – pumping tank; 3 – suction collector; 4 – discharge collector; 5 – place for water discharge; 6 – needle filter; 7 – water reduction well.

Величину зниження рівня води в свердловинах при повному перетині ними водоносного горизонту приймають рівною висоті стовпа води в водоносному горизонті над нижнім водоупором (СНиП 2.06.14-85, 1986). Якщо свердловини не повністю перетинають водоносний горизонт, зниження рівня води в них може бути прийнято рівним половині розкритої потужності пласта плюс гідростатичний напір або за рекомендаціями наведеними в технічній літературі.

Розрахунки водозниження виконуються для визначення сумарного дебіту (витрата, що відводиться з ділянки), радіусів впливу прийнятих систем, фактичного зниження рівнів ґрунтових вод, а також до вибору (уточнення) найбільш ефективних заходів та технологічних схем водозниження. При визначенні величини притоку до котловану ґрунтових вод виділяють дві групи котлованів: траншеї і котловани прямокутної в плані форми (відношення ширини до довжини 1 : 10); широкі котловани квадратної, прямокутної, круглої та інших в плані форм (відношення ширини до довжини більше 1 : 10). При цьому котловани, які не витягнути в довжину, приводять до фіктивного рівновеликого круга радіусом r_0.

Для розрахунку водозниження необхідно схематизувати природні умови і прийняту водознижувальну систему. Водоносний шар прийнято необмеженим.

Загальний порядок розрахунку водознижувальної системи наступний:

- визначається необхідне зниження рівня ґрунтових вод;
- виконується визначення притоку до водознижувальної системи;
- визначаються параметри водознижувальної системи.

Для кожної захватки відмітка на якій встановлюються голкофільтри визначена з урахуванням результатів інженерно-геологічних вишукувань, які виконувалися на ділянці будівництва та черговості виконання робіт з розробки котловану. При виконанні робіт ці відмітки бути уточнені.

Вісь насосного агрегату рекомендується розташовувати вище усталеного рівня ґрунтових вод на 0,5 м і вище. На цій відмітці повинен бути сформований майданчик на який слід встановити насосне обладнання та голкофільтри.

Розрахунок основних характеристик необхідних для визначення параметрів установки водозниження повинен виконуватися згідно вимог нормативних документів України (СНиП 2.06.14-85, 1986; ДБН В.2.1-10:2018, 2019; ВСН 127-91, 1992).

Витрата ґрунтових вод, що надходить до водознижувальної системи визначається в залежності від необхідного пониження рівня ґрунтових вод в розрахунковій точці при безнапірній фільтрації за формулою 1:

$$Q = \frac{khS}{\Phi}, \qquad (1)$$

де h – середня глибина фільтраційного потоку, м, при безнапірній фільтрації визначається за формулою 2:

$$h = \frac{2H - S}{2}, \qquad (2)$$

k – осереднений коефіцієнт фільтрації, м/добу;

S – необхідна глибина водозниження, м;

Φ – значення функції зниження.

Приведений радіус контурної водознижувальної системи r м, при відношенні сторін меншим 10 визначають за формулою 3

$$r(r_s) = \sqrt{\frac{A}{\pi}}, \qquad (3)$$

де A – площа котловану, м^2.

Значення радіусу депресії r_d, м, для контурних систем слід приймати рівним радіусу області фільтрації, коли її межа – контур живлення – може бути прийнята кругової форми з центром в центрі системи. Радіус депресії при безнапірній фільтрації визначається за формулою 4

$$r_d = r + 2S\sqrt{kHc_f}, \qquad (4)$$

Рівнепровідність визначається за формулою 5

$$a_{lc} = \frac{kh}{\mu_g}, \qquad (5)$$

де μ_g – гравітаційна водовіддача ґрунтів.

Радіус депресії визначається за формулою 6:

$$r_d = r + 2S\sqrt{kHc_f}\,, \qquad (6)$$

Значення функції зниження для системи визначається за формулою 7:

$$\Phi = \frac{\ln\frac{r_d}{x_{cs}}}{2\pi}, \qquad (7)$$

При розрахунку голкофільтрових установок необхідно враховувати висоту всмоктування насосу і величину сумарних гідравлічних втрат в окремих вузлах. Розрахунок системи, яка включає декілька установок зводиться до розрахунку однієї установки.

Приплив до однієї установки приймається за формулою 8:

$$Q_p = \frac{Q}{n_p}, \qquad (8)$$

де Q_p – приплив до однієї установки, м^3/добу; Q – загальний приплив, м^3/добу; n_p – кількість установок.

Розрахунки виконувалися для 3 захваток. Коефіцієнт фільтрації при відсутності відсипки голкофільтрів приймався по ґрунту.

Отримані результати повинні бути уточнені при виконанні будівельних робіт.

При одночасному і 2-х етапному водозниженні голкофільтри встановлюються в котловані з відмітки ≈99,0 – 100,0 м (верхній ярус), ≈95,0 – 96,0 м (нижній ярус) вздовж його огородження на всіх захватках.

При виконанні водозниження загальна довжина голкофільтрів складає 6,0 м. Ділянка водозниження обслуговується вакуумними установками УВВ-3А-6км. Кількість голкофільтрів, місця їх встановлення і довжина, місця розміщення установок УВВ-3А-6км та їх кількість уточнюються при виконанні робіт.

На протязі 5 діб виконують водозниження починаючи з мінімальних витрат (від 0,1 Q_p) з доведенням витрати до розрахункових значень.

За результатами розрахунків по захватці 1 для 1-го ярусу встановлення голкофільтрів отримано, що загальна витрата води при водозниженні складе 304,8 м^3/добу= 12,7 м^3/годину. Граничне навантаження на один голкофільтр складає 0,70 м^3/годину. Отримане значення навантаження (витрати) на один голкофільтр 0,5 м^3/годину менше граничного навантаження, тобто забезпечує нормальні умови його роботи. Формування кривої депресії відбувається на протязі 5 діб. Радіус кривої депресії складає 82,46 м. Найбільші зміни кривої депресії можуть відбуватися в межах ≈27 м від котловану.

На захватці 1 слід встановити 26 голкофільтрів вздовж огородження по 13 з кожного боку. Крок голкофільтрів складає 0,8...1,2 м. Голкофільтри дозволять знизити рівень ґрунтових вод до відмітки 91,36 м, що буде сприяти виконанню голкофільтрів другого ярусу з урахуванням виконання великодебітних свердловин.

Витрати води для першого і другого ярусу складають до 25,4 м^3/годину, продуктивність установки УВВ-3А-6КН 64 м^3/годину, що дозволить досягнути необхідного рівня зниження ґрунтових вод.

Данні результати відносяться і до 2-го ярусу голкофільтрів, про цьому відмітку водозниження слід визначати від відмітки ґрунтових вод при виконанні водозниження голкофільтрами 1-го ярусу.

За результатами розрахунків по захватці 2 для 1-го ярусу встановлення голкофільтрів отримано, що загальна витрата води при водозниженні складе 482,88 м^3/добу= 20,12 м^3/годину. Граничне навантаження на один голкофільтр складає 0,70 м^3/годину. Отримане значення навантаження (витрати) на один голкофільтр 0,56 м^3/годину менше граничного навантаження, тобто забезпечує нормальні умови його роботи. Формування кривої депресії відбувається на протязі 5 діб. Радіус кривої депресії складає 83,25 м. Найбільші зміни кривої депресії можуть відбуватися в межах ≈28 м від котловану.

На захватці 2 слід встановити 36 голкофільтрів вздовж огородження по 18 з кожного боку. Крок голкофільтрів складає 0,8...1,2 м.

Витрати води для першого і другого ярусу складають до 40,24 м^3/годину, продуктивність установки УВВ-3А-6КН 64 м^3/годину, що дозволить досягнути необхідного рівня зниження ґрунтових вод за допомогою 2-х установок.

За результатами розрахунків по захватці 3 для 1-го ярусу встановлення голкофільтрів отримано, що загальна витрата води при водозниженні складе 535,0 м^3/добу=22,3 м^3/годину. Граничне навантаження на один голкофільтр складає 0,70 м^3/годину. Отримане значення навантаження (витрати) на один голкофільтр 0,56 м^3/годину менше граничного навантаження, тобто забезпечує нормальні умови його роботи. Радіус кривої депресії складає 85,09 м. Найбільші зміни кривої депресії можуть відбуватися в межах ≈28,5 м від котловану.

На захватці 3 слід встановити 60 голкофільтрів вздовж огородження по 30 з кожного боку. Крок голкофільтрів складає 0,8...1,2 м.

Витрати води для першого і другого ярусу голкофільтрів складають до 44,60 м^3/годину, продуктивність установки УВВ-3А-6КН 64 м^3/годину, що дозволить досягнути необхідного рівня зниження ґрунтових вод за допомогою 2-х установок.

Вздовж котловану додатково будуть встановлені глибокі великодебітні свердловини довжиною 20 м.

На ділянці захватки 1 одночасно будуть використовуватися 6 великодебітних свердловин. На ділянці захватки 2 одночасно будуть використовуватися 10 великодебітних свердловин. На ділянці захватки 3 одночасно будуть використовуватися 8 великодебітних свердловин. Усього на ділянці виконуються 14 великодебітних свердловин.

Відмітка поверхні землі прийнята рівною 100,50 м. Відмітка залягання рівня ґрунтових вод на ділянці в середньому складає 97,00 м. Відмітка дна котловану - ≈89,60 м. Коефіцієнт фільтрації (середньозважений) прийнятий в розрахунках з урахуванням результатів вишукувань і того, що фільтри свердловин занурюються в ґрунти з різними коефіцієнтами фільтрації (ІГЕ-3 і ІГЕ-4).

Розрахунок основних характеристик необхідних для визначення параметрів свердловин для водозниження виконувався згідно вимог нормативних документів України, (СНиП 2.06.14-85, 1986; ДБН В.2.1-10:2018, 2019; ВСН 127-91, 1992).

Довжина свердловини з урахуванням відстійника (≈1,0 м) – 20,00 м. В розрахунках прийнятий діаметр фільтрової ланки 273 мм без урахування гравійної відсипки.

Водознижувальні свердловини слід розташувати вздовж огородження котловану.

Водознижувальний контур приводять до «великого колодязя» з приведеним радіусом, який для контурної водознижувальної системи при відношенні сторін меншим 10 визначають за формулою 9:

$$r_0(r_s) = \sqrt{\frac{A}{\pi}}, \qquad (9)$$

де A – площа котловану, м^2.

Витрата ґрунтових вод, що надходить до водознижувальної свердловини визначається в залежності від необхідного рівня пониження ґрунтових вод при одночасній роботі водознижувальних свердловин відповідно до кожної захватки визначається за формулою 10:

$$Q' = \frac{\pi k(2H - S)S}{\ln \frac{R^n}{nr_0^{n-1} \cdot r}}, \qquad (10)$$

де k – середньозважений коефіцієнт фільтрації, м/добу;

H – розрахункова потужність водоносного шару піску, м (приведена потужність водоносного горизонту);

r – радіус свердловини - 0,273 м (без урахуванням гравійної відсипки, згідно вимог ВСН 127-91 (ВСН 127-91, 1992), м;

n – кількість водознижувальних свердловин для кожної захватки;

r_0 – приведений радіус водознижувального контуру, м;

S – пониження рівня води в свердловині, м;

R – приведений радіус кривої депресії, який визначається за формулою 11

$$R = \sqrt{\frac{3Hkt}{\mu}}, \qquad (11)$$

де μ – коефіцієнт водовіддачі;

t – час досягнення проєктного рівня водозниження - 5 діб.

Граничний дебіт (витрата) однієї свердловини визначається за формулою 12:

$$Q_{гран} = 200 \cdot l_ф \cdot d_ф \sqrt[3]{k}, \quad (12)$$

де $l_ф$ – довжина фільтру, м;

$d_ф$ – діаметр свердловини, м.

Зниження в центрі водознижувального контуру при одночасної роботі свердловин на ділянці визначається за формулою 13:

$$S_ц = H - \sqrt{H^2 - \frac{nQ'}{\pi k} \cdot \ln \frac{R}{r_0}}, \quad (13)$$

За результатами розрахунків визначено, що оптимальна кількість свердловин на ділянці розташування захватки 1 складає 6 шт., необхідне водозниження в одній свердловині – 8,00 м . Довжина фільтра – 9 м. Аналогічні розміри мають елементи свердловин на захватках 2 і 3.

6 водознижувальних свердловин слід розташувати вздовж огородження котловану захватки 1 з обох його сторін.

Отримане значення граничного дебіту однієї свердловини 862,35 м^3/добу, що більше отриманого значення дебіту однієї свердловини, який складає 334,94 м^3/добу.

Зниження в центрі водознижувального контуру при одночасної роботі 6 свердловин на захватці 1 з пониженням в кожній свердловині 8,00 м і дебітом 334,94 м^3/добу складе 7,85 м від середнього рівня ґрунтових вод (97,0 м), що відповідає абсолютній відмітці – 89,14 м. Відмітка дна котловану – 89,4–89,6 м.).

За результатами розрахунків визначено, що оптимальна кількість свердловин на ділянці розташування захватки 2 складає 10 шт.

10 водознижувальних свердловин слід розташувати вздовж огородження котловану захватки 2 з обох його боків.

За результатами розрахунку R дорівнює 95,75 м.

Витрата однієї свердловини склала – 221,46 м^3/добу, або 9,23 м^3/год.

Отримано, що граничний дебіт свердловини складає $Q_{гран}$=862,35 м^3/добу= 35,93 м^3/год.

Отримане значення граничного дебіту однієї свердловини більше отриманого значення дебіту однієї свердловини.

Зниження в центрі водознижувального контуру при одночасної роботі 10 свердловин складе 8,38 м від середнього рівня ґрунтових вод (97,0 м), що відповідає абсолютній відмітці - 88,62 м. Відмітка дна котловану - 89,4-89,6 м.).

За результатами розрахунків визначено, що оптимальна кількість свердловин на ділянці розташування захватки 3 складає 8 шт. Довжина свердловин і діаметр та довжина фільтру без урахуванням гравійної відсипки аналогчні прийнятим по захваткам 1 і 2.

8 водознижувальних свердловин слід розташувати вздовж огородження котловану захватки 2 з обох його сторін.

За результатами розрахунку R дорівнює 95,75 м.

Витрата однієї свердловини склала – 249,74 м^3/добу, або 12,28 м^3/год.

Отримано, що граничний дебіт свердловини складає $Q_{гран}$=862,35 м^3/добу= 35,93 м^3/год.

Отримане значення граничного дебіту однієї свердловини 862,35 м^3/добу, що більше отриманого значення дебіту однієї свердловини, який складає 347,94 м^3/добу.

Зниження в центрі водознижувального контуру при одночасної роботі 8 свердловин з пониженням в кожній свердловині 8,00 м і дебітом 249,74 м^3/добу складе 7,72 м від середнього рівня ґрунтових вод (97,0 м), що відповідає абсолютній відмітці - 89,08 м. Відмітка дна котловану - 89,4-89,6 м).

На рис. 4 наведено поперечний переріз котловану з розташуванням елементів системи водозниження.

На Рис. 5 і на Рис. 6 наведені відповідно конструкції голкофільтру та великодебітних свердловин, які будуть влаштовуватися на ділянці реконструкції колектора.

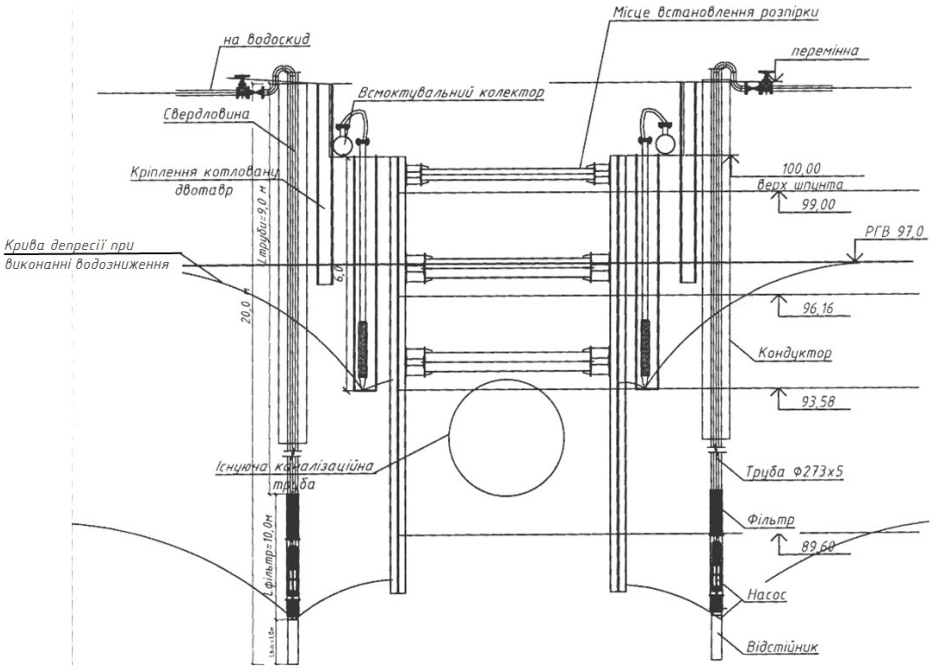


Рис. 4. Поперечний переріз котловану з розташуванням елементів системи водозниження
Fig. 4. Cross-section of the pit with the location of the elements of the water reduction system

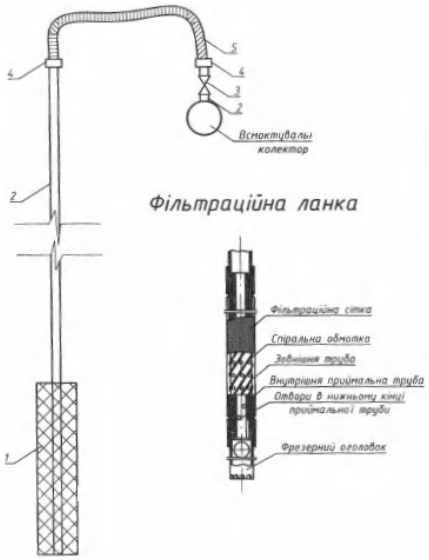


Рис. 5. Конструкції голкофільтру
1 – трубчастий каркас з щілинною перфорацією; *2* – підкладочні повздовжні стержні; *3* – водоприймальна поверхня з дротової обмотки; *4* – підкладувальна обмотка; *5* – водоприймальна поверхня з нержавіючої сітки; *6* – водоприймальна поверхня з штампованого листа з отворами.

Fig. 5. Needle filter designs.
1 – tubular frame with slot perforation; *2* – lining longitudinal rods; *3* – water-receiving surface made of wire winding; *4* – lining spiral winding; *5* – water-receiving surface made of stainless mesh; *6* – water-receiving surface made of stamped sheet with holes.

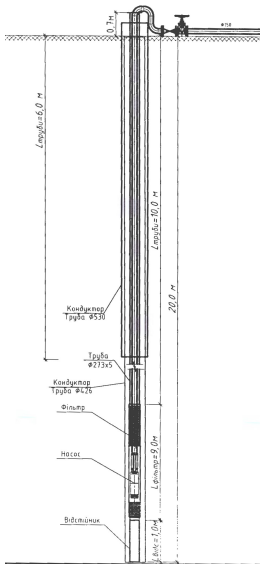


Рис. 6. Конструкція великодебітної свердловини.
1 – трубчастий каркас з щілинною перфорацією; *2* - підкладочні повздовжні стержні; *3* – водоприймальна поверхня з дротової обмотки; *4* – підкладочна спіральна обмотка; *5* – водоприймальна поверхня з нержавіючої сітки; *6* – водоприймальна поверхня з штампованого листа з отворами.

Fig. 6. Design of a high-flow well.
1 – tubular frame with slot perforation; *2* – lining longitudinal rods; *3* – water-receiving surface made of wire winding; *4* – lining spiral winding; *5* – water-receiving surface made of stainless mesh; *6* – water-receiving surface made of stamped sheet with holes.

Отримані результати дозволяють стверджувати, що при визначеній кількості голкофільтрів, насосних установок та великодебітних свердловин роботи з реконструкції каналізаційного колектора можуть бути виконані з дотриманням вимог чинних в Україні нормативних документів.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено, що виконання комбінованого водозниження з використанням голкофільтрів та високодебітних свердловин в складних інженерно-геологічних і гідрогеологічних умовах дозволяє виконувати роботи з влаштування котловану при умові дотримання вимог чинних нормативних документів.

Раціональне розташування обладнання для водозниження забезпечує досягнення оптимальних умов для виконання будівельних робіт.

Показано, що при урахуванні існуючої гідрологічної ситуації і її обґрунтуванні розрахунками та при дотриманні відповідних вимог виконання котлованів та заглиблених конструкцій при високому рівні розташування ґрунтових вод можна розробити ефективні методи будівництва заглиблених конструкцій на будівельний період.

ЛІТЕРАТУРА

1. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення: ДБН В.1.1-25-2009. (2011) [Чинний від 2011–01–01]. К.: Мінрегіонбуд України.
2. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення: ДСТУ-Н Б В.1.1–38:2016. (2017). К.: ДП УкрНДНЦ.
3. E. Forero-Ortiz, E. Martínez-Gomariz, M-C. Porcuna. (2020) A review of flood impact assessment approaches for underground infrastructures in urban areas: a focus on transport systems *Hydrological Sciences Journal, 65:11,* 1943-1955.
4. Yong-sik Han, Eun Taek Shin, Tae Soo Eum, Chang Geun Song. (2019) A review of flood impact assessment approaches for underground infrastructures in urban areas: a focus on transport systems *Appl. Sci., № 9 (6),* 2–11.
5. Дмитрієв Д.А., Степанчук С.В., Кураш С.Ю. (2023) Захист заглиблених конструкцій будівель та споруд від впливу підземних вод на будівельний та експлуатаційний періоди *Науково-технічний журнал «Наука та будівництво», 35*, 48-54.
   DOI: 10.33644/2313-6679-1-2023-6
6. Бамбура А.М., Ковальській Р.К., Дмитрієв Д.А., Дорогова О.В.. Геотехнічні проблеми при проектуванні, будівництві та експлуатації відповідальних будівельних об'єктів *Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельні конструкції», 89(2)*, 3-12.
7. Ishigaki, T.; Kawanaka, R.; Ozaki, T.; Toda, K. (2015) Vulnerability to Underground Inundation and Evacuation in Densely Urbanized, *J. Disaster Res., № 2 (11)*. 298-305.
8. Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод: СНиП 2.06.14-85. – [Чинний від 1986–01–01]. М.: Минмонтажспецстрой.
9. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1–10:2018.(2018) [Чинний від 2019.01.01]. К.: Мінрегіон України.

REFERENCES

1. Ingenirniy zahust teritory ta sporud vid pidtoplenya ta zatoplenya. DBN V.1.1-25-2009. - (2011). - [Chynnyi vid 2011–01–01]. - K.: Minregionbud Ukrainy, 52 (in Ukranian).
2. Nastanova shodo zahustu teritoriy, budivel ta sporud vid pidtoplennya ta zatopltnya: DSTU–N B V.1.1–38:2016. (2017). K.: DP UkrNDNTs, (in Ukranian).
3. E. Forero-Ortiz, E. Martínez-Gomariz, M-C. Porcuna. (2020) A review of flood impact assessment approaches for underground infrastructures in urban areas: a focus on transport systems. *Hydrological Sciences Journal, 65:11,* 1943-1955 (in English).
4. Yong-sik Han, Eun Taek Shin, Tae Soo Eum, Chang Geun Song (2019) A review of flood impact assessment approaches for underground infrastructures in urban areas: a focus on transport systems/ *Appl. Sci. No. 9 (6)*, 2-11 (in English).
5. Dmitriev D.A., Stepanchuk S.V., Kurash S.U. (2023)) Zahist zaglublenih konsnruktsyi budivel ta sporud vid vpluvu pidzemnih vod. [Protection of buried structures of buildings and structures from the influence of groundwater during the construction and operational periods] *Naukovo-*

technichnyi zhurnal «Nauka i ta budivnytstvo», 35, 48-54.
6. Bambura A.M., Kovalsky R.K., Dmitriev D.A., Dorogova O.V. (2016) Geotehnichni problemi pri proektuvanni, budivnnytstvi i ekspluatatzss budivelnih obektiv [Geotechnical problems in the design, construction and operation of critical construction facilities] *Migvidomchiy naukovo-technschnyi zhurnal «Budivelny konstruktsyi», 89(2).* 3–12? (in Ukranian).
7. Ishigaki, T.; Kawanaka, R.; Ozaki, T.; Toda, K. (2015) Vulnerability to Underground Inundation and Evacuation in Densely Urbanized, *J. Disaster Res., № 2 (11).* 298-305.
8. Zachit gornuh vurobotok ot podzemnuh ta poverhnostneh vod. SNiP 2.06.14-85. (1986) - [Chynnyi vid 1986-01-01]. M.: Minmontagservisstroi, 1986 (in Russian).
9. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018. (2018) - [Chynnyi vid 2019.01.01]. - K.: Minrehion Ukrainy,36(in Ukrainian).

Implementation of construction water reduction in areas with difficult hydrogeological conditions

Dmytro DMITRIEV,
Sergiy KURACH

Summary. Urbanized areas are an example of a powerful and unbalanced impact on the geological environment of technogenic factors that disrupt the hydrogeological and geoecological conditions of the territory.

In built-up areas, changes in the conditions for the formation of surface and groundwater runoff are observed, the nature of the hydraulic connection of surface and groundwater, as well as aquifers between themselves, is disrupted.

When performing work on the construction of buried structures and the arrangement of excavations, the engineering and geological hydrogeological conditions of the construction site should be taken into account.

The construction of foundations on piles, tunnels, and underground parking lots in most cases leads to the barrage of the flow of groundwater, and as a result, to flooding. The underground space of a modern city is saturated with water-bearing communications that have unpredictable leaks. Water leaks from communications cause a significant rise in groundwater levels in the upper aquifer, which are random and difficult to predict. Design and construction of new buildings and structures of increased responsibility in difficult engineering and geological conditions and in conditions of dense development requires additional measures that should ensure the possibility of safe execution of construction work, limit the impact on surrounding structures and networks and protect new buildings and surrounding development from the manifestation of dangerous engineering and geological processes.

The article considers the option of arranging a pit during the reconstruction of a sewer collector D=2280 mm in Kyiv on the left bank of the Dnieper River.

Currently, the performance of such work is not regulated by current modern regulatory documents in force in Ukraine. The standards that were developed during the USSR are used, but they are currently in force in our country [1, 2]/

Based on the above, when designing and constructing facilities, a set of measures should be provided for protection against the impact of groundwater on the construction and operational periods.

Keywords. Hydrogeological conditions, groundwater level, construction water reduction, filtration coefficient, needle filters.

Імовірнісний аналіз сейсмічної небезпеки: досвід та перспективи виконання в Україні

Михайло ДОВБНІЧ[1], Ірина ВІКТОСЕНКО[2]

[1] НТУ «Дніпровська політехніка» (пр. Дмитра Яворницького, 19, Дніпро, Україна, 49 005)
[2] Карлів Університет (Albertov 6, Praha 2, Чеська республіка, 128 00)
[1]dovbnichm@gmail.com, orcid.org/0000-0001-9167-4630
[2] iryna.viktosenko@natur.cuni.cz, orcid.org/0009-0001-1590-2723

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.77-88

Анотація. Прагнення України інтегруватися у світовий політичний та економічний простір передбачає перехід на міжнародні стандарти.

Вимоги міжнародних нормативних документів щодо оцінки сейсмічності відрізняються від вітчизняних нормативів.

Крім того, підхід оцінки сейсмічної небезпеки в балах і наступний перехід до параметрів руху ґрунту, викликає багато запитань з боку закордонних фахівців, які виконують роль міжнародних експертів робіт з вишукувань при проектуванні об'єктів з іноземними інвестиціями, наприклад хвостосховищ гірничо-збагачувальних комбінатів, або об'єктів з міжнародним аудитом, наприклад АЕС. Ще більш актуальним це питання може виявитись у період післявоєнного відновлення України, коли для розбудови будуть залучені кошти інших країн.

Виконання міжнародних вимог передбачає проведення імовірнісного аналізу сейсмічної небезпеки (ІАСН) при проектуванні і експлуатації АЕС, великих гідротехнічних споруд, до яких відносяться об'єкти гідроенергетики та огороджувальні дамби хвостових господарств гірничо-збагачувальних комбінатів.

В Україні найбільший досвід виконання ІАСН наявний для об'єктів атомної енергетики. За участю авторів для АЕС розроблено максимально змістовна методика і програми виконання ІАСН з урахуванням геологічних, тектонічних і сейсмологічних умов України. Слід зазначити, що основні методичні положення, розроблені для АЕС, з успіхом можуть бути використані і для виконання ІАСН інших об'єктів підвищеного класу відповідальності.

Основною метою виконання ІАСН є: оцінка пікових прискорень ґрунту і отримання узагальнених спектрів відгуку для рівня проектного (ПЗ) и максимального розрахункового землетрусів (МРЗ).

ІАСН виконується на основі інтегрованої бази, що містить результати геологічних, геофізичних, геоморфологічних, тектонічних, інженерно-геологічних та сейсмологічних досліджень.

Ключовим елементом успішного виконання ІАСН є оцінка невизначеностей у вихідних даних. Характеристика вихідних даних і їх невизначеностей базується на наявній інформації.

Ключові слова. Імовірнісний аналіз сейсмічної небезпеки (ІАСН), криві сейсмічної небезпеки, спектри відгуку, акселерограми.

Михайло ДОВБНІЧ
професор, завідувач кафедри геофізичних методів розвідки, доктор геол. наук

Ірина ВІКТОСЕНКО
докторант кафедри гідрогеології, інженерної геології та прикладної геофізики Карлового університету

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Оцінка сейсмічної небезпеки є невід'ємною частиною комплексу інженерних досліджень при проектуванні і експлуатації великих гідротехнічних споруд.

В даний час у світовій практиці оцінки сейсмічної небезпеки імовірнісний аналіз є

передовим підходом. Нижче наведено відомості про теоретичні основи імовірнісного аналізу сейсмічної небезпеки (IACH).

Оскільки одиночний сценарій землетрусу не в змозі забезпечити високий рівень надійності одержаних результатів, альтернативним підходом для оцінки сейсмічності досліджуваних майданчиків є імовірнісний аналіз сейсмічної небезпеки (IACH). Оцінка небезпеки методом IACH полягає у визначенні очікуваного рівня перевищення параметрів сейсмічної небезпеки з необхідним рівнем надійності (достовірності), із заданою імовірністю, для всіх можливих землетрусів, які, ймовірно, відбудуться протягом заданого проміжку часу (Gupta, 2007).

Як обчислювальна процедура підхід IACH вперше був представлений Cornell для пікового прискорення ґрунту (Gupta, 2007).

Щоб врахувати випадкову природу виникнення землетрусів, він використовував залежність Гутенберга-Ріхтера. Повторюваність землетрусів за часом Cornell розглядав як пуасонівський процес, який відповідно дотримується пуассонівського розподілу. Епіцентри можливих землетрусів рівномірно розподілялися вздовж лінійного розлому або по площі навколо досліджуваної точки спостереження, а також розглядалися як точкові джерела. Використовувались моделі загасання, або так зване, рівняння прогнозного руху ґрунту.

Повна вірогідність перевищення властивостей сейсмічної загрози є сумою вкладів від усіх джерел землетрусів.

Імовірнісний підхід, який запропонував Cornell для оцінки сейсмічної небезпеки в сучасній літературі, трактується як класичний IACH. Відповідно до даного підходу, щоб обчислити ймовірність перевищення заданої амплітуди руху ґрунту на досліджуваному майданчику, вклади небезпеки інтегруються по всіх магнітудах та відстанях, для всіх сейсмогенних зон, згідно з теоремою повної ймовірності (Akkar & Bommer, 2010).

Класичний підхід для IACH, відомий як підхід Cornell-McGuire включає чотири кроки.

1. Ідентифікація та параметризація сейсмічних джерел, що впливають на досліджуваний майданчик. Джерела можуть бути представлені як полігони (площинні джерела), розломи (ламані лінії), точки та ін. Кожному джерелу землетрусів присвоюється рівномірний розподіл сейсмічності, припускаючи, що вогнища землетрусів будуть відбуватися в будь-якій точці в зоні джерела.

2. Характеристика магнітудного розподілу сейсмічності для джерела. Класичний підхід передбачає, що повторюваність землетрусів у часі статистично незалежна, що землетруси відбуваються з постійною частотою, а повторюваність майбутніх подій не залежить від останнього землетрусу. Найчастіше використовується модель повторюваності магнітуд – залежність Гутенберга-Ріхтера.

3. Обчислення рівняння прогнозування руху ґрунту (РПРГ) та його невизначеностей. РПРГ використовується для прогнозування руху ґрунту в точках спостереження. Обчислювані параметри в РПРГ містять пікове прискорення ґрунту, пікові швидкості ґрунту, пікові зміщення ґрунту, спектральні прискорення, інтенсивність, тривалість сильного руху ґрунту та ін. Більшість РПРГ, що доступні сьогодні – емпіричні і залежать від магнітуди, відстані джерело-майданчик, типу розлому та локальних умов майданчика. Вибір РПРГ є важливим моментом, оскільки часто РПРГ є основним фактором вкладу невизначеностей при виконанні IACH.

4. Реалізація та врахування різних видів невизначеностей. Наприклад, у положенні землетрусу в сейсмогенній зоні, у магнітудах, у моделях повторюваності.

Кінцевим результатом IACH є ймовірність перевищення заданого параметра руху ґрунту.

Випадковий характер сейсмічних подій і численні невизначеності, що входять до визначення сейсмічної небезпеки на об'єкті, роблять імовірнісний підхід до предмета дуже доцільним. У подальшому аналізі базовою фундаментальною ймовірнісною моделлю є стаціонарний процес Пуассона. Тобто поява параметра руху ґрунту на

ділянці, що перевищує заданий рівень, є процесом Пуассона, якщо припускається, що події, що викликають землетрус, також слідують за процесом Пуассона. Очевидно, це означає, що будь-яка сейсмічна подія не залежить від виникнення всіх інших, і це може бути приблизно вірним для великих землетрусів, за винятком пов'язаних з ними форшоками, афтершоками тощо.

Найчастіше в обговоренні параметра руху ґрунту розглядається пікове прискорення ґрунту (PGA), коротко позначається як випадкова величина «ag». Однак ІАСН, так само, застосовується і до інших параметрів руху.

Наряду з параметрами руху ґрунту, ключовими поняттями ІАСН є:

1. P_R – ймовірність перевищення отриманих параметрів руху ґрунту за певний вибраний час T_L. Ця ймовірність розраховується відповідно до того факту, що параметри руху ґрунту в часі наближено описуються розподілом Пуассона. Виходячи з цього, ймовірність того, що відбудеться хоча б один струс за час T_L складає $P_R = 1 - \exp(-T_L / T_R)$, де T_R – період повторення таких струсів.

2. Середній період T_R реалізації хоча б одного такого струсу, виражений у роках.

Розрахункові при ІАСН параметри руху ґрунту залежать від періоду повторюваності T_R та ймовірності P_R (при вибраному часі T_L). При збільшенні періоду повторюваності збільшуються розрахункові параметри руху ґрунту і зменшується ймовірність перевищення цих параметрів P_R. Наприклад, при обраному t=50 років для періодів 100, 500, 1000 та 5000 років, ймовірності перевищення дорівнюють 0.39, 0.095, 0.049 та 0.01 відповідно. Звичайно, зі зменшенням PR збільшуються прогнозні параметри руху ґрунту. Тобто, виконується своєрідний принцип додатковості: щоб забезпечити мінімальний сейсмічний ризик, необхідно враховувати зростаючу небезпеку руйнування об'єктів від сильніших струсів і, що призводить до подорожчання будівництва.

Очевидно, що для проектування критичних конструкцій будуть вибрані більш консервативні параметри розрахунків прогнозних параметрів руху ґрунту (менші значення імовірності перевищення або більш тривалі періоди повторення), чим у разі звичайного будівництва.

Наприклад, для АЕС відповідно до рекомендацій МАГАТЕ SSG-9 і національного нормативного документу НП 306.2.208-2016, оцінка сейсмічності виконується для двох рівнів:

1. проектний землетрус (ПЗ) – землетрус прогнозованої інтенсивності на майданчику атомної станції з повторюваністю один раз на 100 років для діючих енергоблоків атомних станцій та один раз на 1000 років для нових енергоблоків атомних станцій, що відповідає середньому значенню річної (T_L=1 рік) імовірності перевищення 10^{-2} та 10^{-3} відповідно;

2. максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ) – землетрус максимально прогнозованої інтенсивності на майданчику атомної станції з повторюваністю один раз на 10000 років, що відповідає середньому значенню річної (T_L=1 рік) імовірності перевищення 10^{-4}.

Для великих гідротехнічних споруд відповідно до міжнародного нормативу ICOLD-B148, вимоги оцінки сейсмічності аналогічні.

При виконанні процедури ІАСН, можна розглянути кілька параметрів руху ґрунту: максимальну інтенсивність на ділянці, тривалість поштовху, пікове прискорення ґрунту (PGA), пікову швидкість ґрунту (PGV), спектральні прискорення (на структурних періодах 0,2 с, 1,0 с, 2,0 с), тощо. Методологія ІАСН залишається практично однаковою у всіх випадках.

ІАСН передбачає три основні кроки:

1. специфікацію моделей для сейсмічних джерел, що відповідають за сейсмічну небезпеку;

2. специфікацію моделей руху ґрунту, тобто рівняння загасання;

3. фактичний розрахунок шуканих імовірностей перевищення.

В ході виконання ІАСН отримують криві сейсмічної небезпеки для заданих проміжків часу T_L. Зазвичай розрахунки виконуються для прискорень ґрунту на різних частотах

(періодах). Сукупність кривих сейсмічної небезпеки дозволяє розрахувати спектри відгуку для заданої імовірності перевищення P_R.

Більше деталей цієї методології представлено у роботі (Gupta, 2007). Можна лише згадати, що такі питання, як врахування невизначеностей, можна вирішувати систематичним і раціональним способом, використовуючи поняття «логічного дерева», де можуть використовуватися різні альтернативи для вхідних параметрів, і кожному з них призначаються різна вага на основі експертних рішень тощо.

Зазвичай, результати ІАСН відносяться до корінної основи проммайданчика. Наприклад, якщо брати хвостосховища Криворіжжя, розрахунки виконуються для поверхні кристалічних порід Українського щита. При оцінці сейсмічності майданчика, результати ІАСН повинні бути об'єднані з результатами аналізу відгуку майданчика – оцінкою впливу осадової товщі, що залягає вище.

На цей час існує широкий спектр програмних продуктів, які знаходяться у вільному доступі та можуть бути успішно використані для ІАСН в умовах України. До таких програмних продуктів можна віднести OpenSHA, OpenQuake Engine, EqHaz, SEISRISK III та R-CRISIS.

OpenSHA представляє собою програмне забезпечення для аналізу сейсмічної небезпеки (SHA), що є у вільному доступі та розроблене для гнучкого моделювання складних процесів землетрусів. Його головна особливість – об'єктно-орієнтована структура та підтримка як простих емпіричних моделей, так і фізично обґрунтованих сценаріїв. Проект OpenSHA є результатом спільних зусиль Southern California Earthquake Center (SCEC) та US Geological Survey (USGS) під керівництвом Ned Field, Thomas Jordan і C. Allin Cornell (Field et al., 2003).

OpenQuake Engine – це відкрите програмне забезпечення для розрахунку та оцінки сейсмічної небезпеки, ризику та підтримки прийняття рішень. Розроблений Global Earthquake Model (GEM) Foundation, OpenQuake поєднує передові наукові методи з гнучкою та масштабованою архітектурою (Pagani et al., 2014).

SEISRISK III – це фінальна опублікована версія програмного забезпечення для розрахунку сейсмічної небезпеки, яке було активно використано для створення імовірнісних карт сейсмічної небезпеки США у період з 1972 по 1992 роки (Bender & Perkins, 1987). Однак, починаючи з 1996 року, воно було замінено більш гнучким інструментом у Геологічній службі США (USGS). Попри це, SEISRISK III продовжує використовуватись як навчальний інструмент в академічних колах і для розрахунків сейсмічної небезпеки в інших країнах.

R-CRISIS. Більш детально зупинимось на програмному комплексі R-CRISIS. Саме він входить в «Перелік дозволених до використання в ДП НАЕК «Енергоатом» розрахункових кодів для обґрунтування безпеки ядерних установок» і його було застосовано при виконанні ІАСН на атомних станціях України.

Перша версія CRISIS була випущена в 1986 професором Mario Ordaz (Мексика), який також є провідним автором всіх наступних версій. Перша версія була програмою, розробленою мовою програмування Fortran. Для запуску цієї версії необхідно було заздалегідь згенерувати файл вхідних даних за допомогою текстового редактора. Наступні версії були розроблені Visual Basic і включали графічний інтерфейс. У 2017 році професор Mario Ordaz продовжив розробку та підтримку комплексу CRISIS через компанію ERN (Evaluacion de Riesgos Naturales), яка займається оцінкою природних ризиків у Мексиці, перейменувавши програму на R-CRISIS (https://ern.com.mx/web, Ordaz & Salgado-Gblvez, 2017).

В даний час комп'ютерний програмний комплекс R-CRISIS є потужним інструментом для оцінки сейсмічної небезпеки, що містить цілісний та об'єднаний набір модулів, необхідних для роботи з даними та їх графічним відображенням під час виконання ІАСН.

Програмний комплекс R-CRISIS пройшов перевірку у Тихоокеанському науково-дослідному сейсмологічному центрі у 2018 році.

R-CRISIS використовується як основний інструмент ІАСН у різних проектах із сейсмічної небезпеки та сейсмічного ризику по всьому світу. Наприклад, для побудови та оновлення офіційних карт сейсмічної небезпеки Колумбії та Іспанії у 2009 та 2012 роках. Обчислювальний алгоритм R-CRISIS виконано на основі класичного підходу виконання ІАСН.

Програмний комплекс R-CRISIS використовується для ІАСН особливо відповідальних об’єктів АЕС, гідротехнічних споруд, тощо.

МЕТА РОБОТИ

Виконання процедури ІАСН в умовах хвостосховищ гірничозбагачувальних комбінатів Криворіжжя.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Оцінка сейсмічної небезпеки методом ІАСН полягала у визначенні очікуваного рівня перевищення параметрів сейсмічної небезпеки з необхідним рівнем надійності (достовірності), із заданою імовірністю, для всіх можливих землетрусів, які, ймовірно, відбудуться протягом заданого проміжку часу.

На сьогодні, в умовах України досвід виконання робіт з ІАСН є лише для об’єктів атомної енергетики. Для більш коректного викладення підходу реалізації ІАСН в умовах хвостосховищ гірничозбагачувальних комбінатів України виконано реалізацію для хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг.

На підставі описаної вище сейсмотектонічної моделі за допомогою програмного комплексу R-CRISIS була розрахована річна частота перевищення коливань ґрунту для 10 спектральних частот спектра відгуку при 5% загасанні, а саме: 0.333; 0.5; 1.0, 2.5; 3.33; 5.0; 10.0; 20.0; 25.0; 100.0 Гц. Пікові прискорення PGA приймалися рівні спектральному прискоренню PSA при 100 Гц. Розрахунки виконувались для прискорень заданих см/с^2. Криві сейсмічної небезпеки розраховувалися для дискретних рівнів спектральних прискорень від 1 до 2000 см/с^2. Розрахунки виконували для швидкісних умов кристалічного фундаменту – референтного майданчика.

Невизначеність враховувалась шляхом розрахунку ризику для кожної гілки об'єднаного логічного дерева сейсмотектонічної моделі і моделі характеристики руху ґрунту. Випадкова невизначеність включена в інтегрування для кожної кривої ризику логічної гілки дерева.

Вузли «логічного дерева» визначали елементи, які повинні бути охарактеризовані, а гілки «логічного дерева» в кожному вузлі представляють альтернативні значення або інтерпретації. Відносна імовірність того, що кожна альтернатива представляє справжній стан природи, оцінювалась з використанням професійного судження і на основі ступеня, в якому альтернатива підтверджується наявними даними. Було визначено гілки логічного дерева і присвоєно відносну вагу їхнього впливу.

При розрахунках, на кожному етапі оцінювалась невизначеність і мінливість вихідних параметрів. Врахування невизначеностей виконувалося з використанням логічного дерева, що дозволило отримати криві сейсмічної небезпеки для різних квантилів.

Було враховано такі джерела невизначеності:

– різні моделі законів загасання (моделі характеризації руху ґрунту);

– різні оцінки максимальних магнітуд;

– різні види переміщень в осередку землетрусу;

– варіації статистичних законів виникнення сейсмічних подій.

Розрахунок кривих сейсмічної небезпеки виконувався для кожного шляху логічного дерева і, таким чином, кожному кінцевому стану дерева відповідає своя крива сейсмічної небезпеки. Крім цього, для кожного шляху логічного дерева існує вага, обчислена для цього шляху, а сума ваг становить одиницю. Таким чином, для кожного значення параметра руху виходить n значень річної імовірності перевищення, де n – число кінцевих станів. Середньозважене (з урахуванням відповідної ваги) значення річної імовірності перевищення, обчислене для кожного

фіксованого значення прискорення, в результаті формує середню криву сейсмічної небезпеки. Також, з урахуванням ваг визначаються криві сейсмічної небезпеки для різних квантилів.

Відповідно до світової практики для подальших розрахунків використовувались середні (середньозважені) криві сейсмічної небезпеки. Розподіл результатів небезпеки, що виник через вплив невизначеності в сейсмічному джерелі і вхідному русі ґрунту, було охарактеризовано кривими середньої сейсмічної небезпеки для спектральних частот спектра відгуку при 5% згасанні: 0.333; 0.5; 1.0, 2.5; 3.33; 5.0; 10.0; 20.0; 25.0; 100.0 Гц.

На Рис. 1 наведено порівняння кривих середньої сейсмічної небезпеки в умовах кристалічного фундаменту для хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг для спектральних частот: 0.333; 0.5; 1.0, 2.5; 3.33; 5.0; 10.0; 20.0; 25.0; 100.0 Гц.

На підставі результатів імовірнісної оцінки сейсмічної небезпеки, було побудовано рівноімовірні спектри відгуку при 5% загасанні для періодів повторюваності 100, 1000 і 10000 років. Імовірність перевищення для таких періодів повторюваності складає: річна імовірність перевищення 0.01, 0.001, 0.0001; імовірність перевищення протягом 10 років 0.1, 0.01, 0.001; імовірність перевищення протягом 20 років 0.2, 0.02, 0.002; імовірність перевищення протягом 50 років 0.4, 0.05, 0.005; імовірність перевищення протягом 100 років 0.6, 0.1, 0.01.

На Рис. 2 наведено порівняння спектрів відгуку при 5% загасанні для періодів повторюваності 100, 1000 і 10000 років в умовах кристалічного фундаменту – референтного майданчика для хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг.

Зіставлення рівноімовірних спектрів коефіцієнтів динамічності β (5% загасання) для періодів повторюваності 100, 1000 і 10000 років в умовах кристалічного фундаменту для хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг з нормативним спектром ДБН В.1.1.12:2014 для скельних ґрунтів I категорії за сейсмічними властивостями наведено на Рис. 3. Як бачимо, отримані в ході ІАСН спектри добре узгоджуються зі спектром з національного нормативу.

Для подальшого аналізу було виконано перерахунок отриманих спектрів для періодів повторюваності 100, 1000 і 10000 років на більш щільну сітку частот, що зазвичай застосовується для побудови і аналізу спектрів відгуку.

За допомогою програмного пакета R-CRISIS було виконано процедуру деагрегації результатів ІАСН за відстанню до епіцентрів землетрусів та їх магнітудою для різних періодів повторюваності: 100 років, 1000 років, 10000 років.

Ціль даної процедури – визначення вкладу в загальну середню сейсмічну небезпеку землетрусів в різному діапазоні магнітуд і відстаней до майданчика хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг.

Отримані результати дозволяють зробити наступні висновки:

– для періоду повторюваності 100 років найбільший відносний вклад створюють землетруси з магнітудою 7,0 – 7,5 на епіцентральній відстані 550 – 600 км;

– для періоду повторюваності 1000 років найбільший відносний вклад створюють землетруси з магнітудою 7,5 – 8,0 на епіцентральній відстані 550 – 600 км;

– для періоду повторюваності 10000 років найбільший відносний вклад створюють землетруси з магнітудою 7,5 – 8,0 на епіцентральній відстані 550 – 600 км, але на перший план виходять місцеві землетруси з магнітудою 5,0 – 5,5 на епіцентральній відстані 0 – 50 км.

Тобто, для малих періодів повторюваності головну роль відіграють землетруси в зоні Вранча, для великих періодів повторюваності значну роль починають відігравати місцеві землетруси.

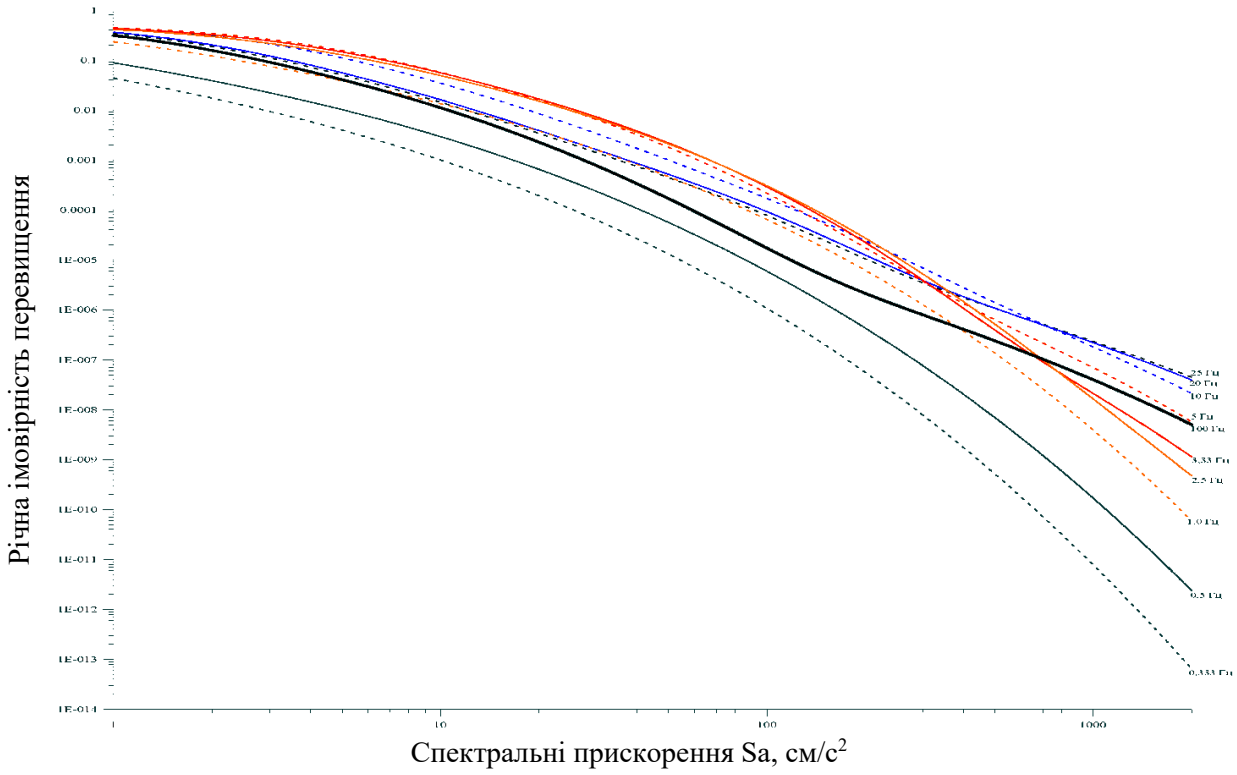


Рис. 1. Середні криві сейсмічної небезпеки в умовах кристалічного фундаменту хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг для спектральних частот: 0,333; 0,5; 1, 2,5; 3,33; 5,0; 10,0; 20,0; 25,0; 100 Гц.

Fig. 1. Average seismic hazard curves in conditions of crystalline tailings facility foundation PJSC CENTRAL GOK in Kryvyi Rih for spectral frequencies: 0.333; 0.5; 1, 2.5; 3.33; 5.0; 10.0; 20.0; 25.0; 100 Hz.

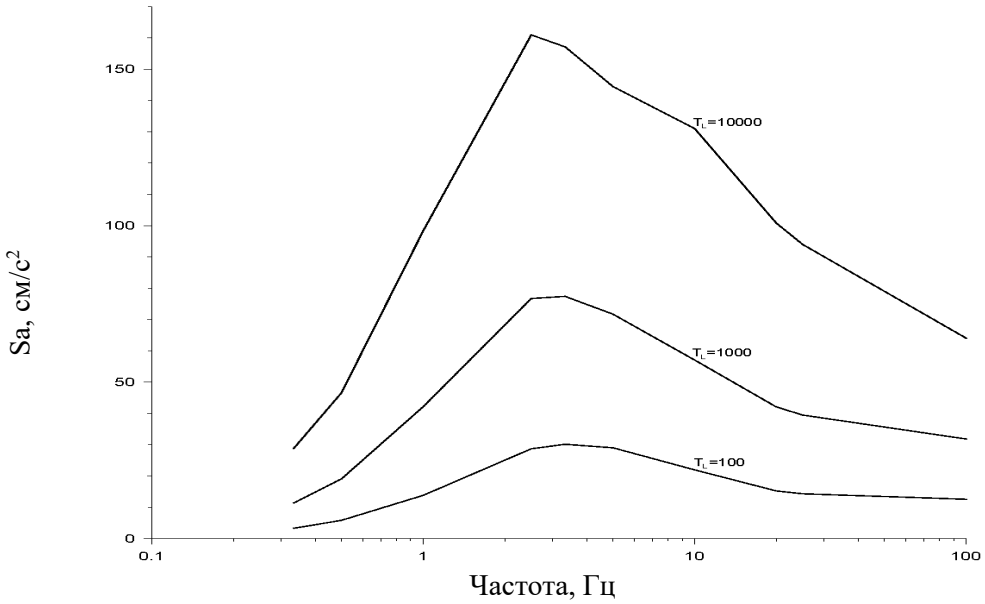


Рис. 2. Порівняння спектрів відгуку при 5% загасанні для умов кристалічного фундаменту хвостосховища ПАО «ЦГОК» м. Кривий Ріг (періоди повторюваності 100, 1000 і 10000 років)

Fig. 2. Comparison of response spectra at 5% attenuation for the conditions of the crystalline foundation of the tailings storage facility of PJSC CENTRAL GOK in Kryvyi Rih (recurrence periods of 100, 1000 and 10000 years).

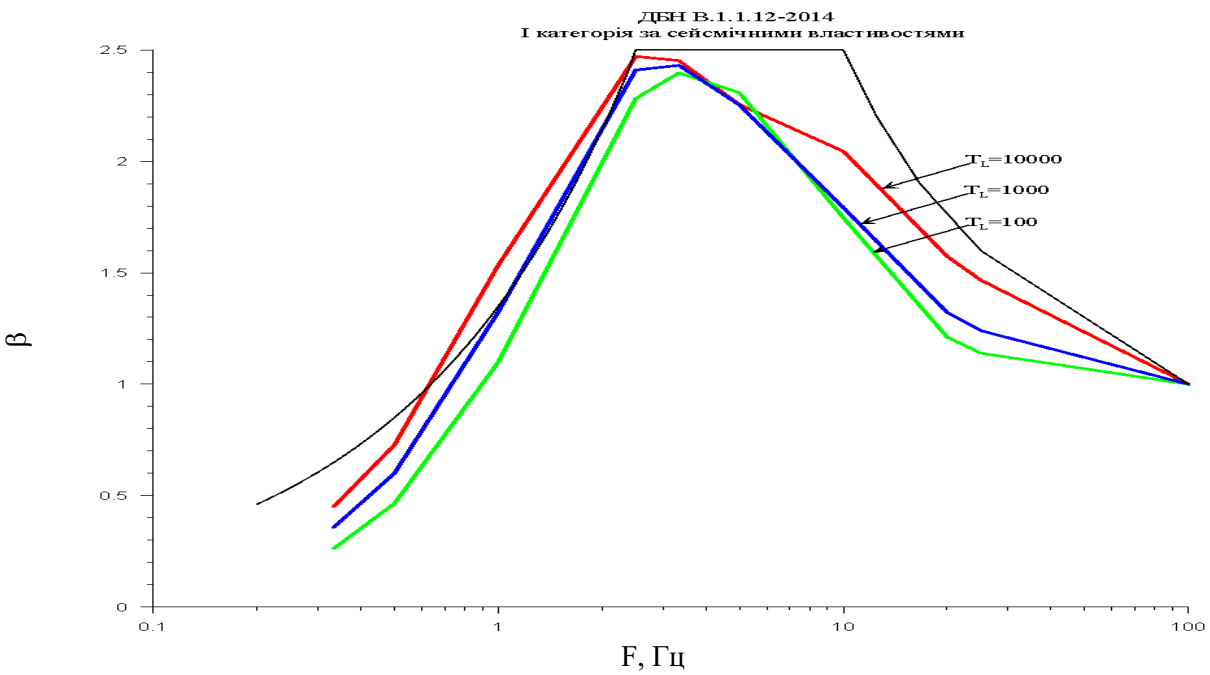


Рис. 3. Зіставлення спектрів коефіцієнтів динамічності β (5% загасання) для умов кристалічного фундаменту хвостосховища ПАО «ЦГОК» м. Кривий Ріг (періоди повторюваності 100, 1000 і 10000 років) з нормативним спектром за ДБН В.1.1.12: 2014 для скельних ґрунтів І категорії за сейсмічними властивостями.

Fig. 3. Comparison of spectra of dynamic coefficients β (5% attenuation) for the conditions of the crystalline foundation of the tailings storage facility of PJSC CENTRAL GOK in Kryvyi Rih (recurrence periods of 100, 1000 and 10000 years) with the normative spectrum according to DBN V.1.1.12: 2014 for rocky soils of category I by seismic properties.

Далі була виконана процедура з аналізу відгуку майданчика. Аналіз відгуку майданчика (АВМ) хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг було виконано для врахування впливу геологічної будови і фізичних властивостей на поширення сейсмічних коливань.

Визначався вплив на рух ґрунту при його поширенні через геотехнічну середу, специфічну для майданчика хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг зі «скелі» – покрівлі кристалічного фундаменту на денну поверхню.

При виконанні процедури АВМ було враховано такі джерела невизначеності:

– варіації геометриних параметрів моделі «покрівля кристалічного фундаменту – вільна поверхня майданчика хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг»;

– варіації фізичних параметрів (швидкость поперечних хвиль, щільність) моделі «покрівля кристалічного фундаменту – вільна поверхня майданчика хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг»;

– варіації нелінійних динамічних властивостей (зміна модулю зсуву і демпфірування матеріалу в залежності від деформації зсуву) моделі «покрівля кристалічного фундаменту – вільна поверхня майданчика хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг»;

– варіації амплітуди коливань потенційних землетрусів;

– варіації частотного складу коливань потенційних землетрусів.

Першим етапом моделювання процесу трансформації вихідного сейсмічного впливу за рахунок особливостей будови і сейсмічних властивостей верхньої частини розрізу, є вибір моделі середовища і вибір моделі вихідної сейсмічної дії (акселерограми для перерахунку). При цьому використовується ряд припущень, які спрощують як модель, так і сам розрахунок, і в той же час дозволяють враховувати найбільш важливі параметри досліджуваного об'єкту.

Вибір адекватних моделей поведінки ґрунту і математичне моделювання реакції

ґрунту при сильних і тривалих сейсмічних впливах для різних періодів повторюваності є одним з найбільш важливих і, в той же час, проблемних питань інженерної сейсмології.

Ґрунт як природна багатокомпонентна система є специфічним нелінійним середовищем для поширення сейсмічних хвиль. Він змінює не тільки динамічні характеристики цих хвиль (аж до повного поглинання або перетворення типу хвилі), а й свої властивості, причому ці процеси невіддільні один від одного. Ґрунти здатні також змінювати частотний склад сейсмічних хвиль завдяки своїм фільтруючим властивостям. Ці ефекти обумовлені резонансними явищами, поглинанням через неідеальну пружність середовища і відбиттям хвиль на межах шарів.

Шарувате геологічне середовище діє на спектральний склад сейсмічних хвиль аналогічно частотним фільтрам різних типів в залежності від будови і фізичних властивостей самого середовища.

На поверхні ґрунтової товщі, що містить кілька шарів, спектри хвиль можуть значно відрізнятися від спектрів хвиль, що падають на нижню основу товщі (спектри на «скелі»).

Найбільш точний метод оцінки фільтруючих властивостей ґрунтової товщі заснований на визначенні її амплітудно-частотної характеристики, яка в свою чергу є функцією частоти. Амплітудно-частотна характеристика ґрунтів визначає зміни посилення коливань ґрунту.

Сучасні методи моделювання реакції ґрунту на сейсмічні впливи дозволяють розраховувати спектральні характеристики середовища при падінні на її підошву сейсмічної хвилі.

Для врахування епістемічної невизначеності амплітудно-частотні характеристики середовища розраховувались для геотехнічних моделей з можливими варіаціями потужності шарів, їх фізичних властивостей і законів залежності модулю зсуву і коефіцієнта загасання від деформації зсуву. Розрахунки виконувались з акселерограмами з різним частотним складом і різною амплітудою (для періодів повторюваності: 100, 1000, 10000 років).

Розрахунки виконувалися за допомогою програми SHAKE. Для врахування особливостей нелінійної поведінки ґрунтів використовувалася еквівалентна лінійна модель (Schnabel, 1972, Stewart et al., 2014). Еквівалентна лінійна модель заснована на припущенні, що модуль зсуву і коефіцієнт загасання є функціями деформації зсуву. Залежності модуля зсуву і коефіцієнта загасання від деформації зсуву для кожного інженерно-геологічного елемента, що складає розріз, вибираються на підставі моделей, отриманих для різних порід (Seed et al., 1986).

На підставі отриманих амплітудно-частотних характеристик було розраховано спектри відгуку на вільній поверхні майданчика. Функція посилення спектру відгуку сейсмічних коливань на денну поверхню відносно «скелі» обчислювалась як співвідношення поверхневого спектру відгуку, отриманого з урахуванням середньої апроксимації амплітудно-частотних характеристик середовища, до спектру відгуку на поверхні кристалічного фундаменту.

Для виконання аналізу руху ґрунту в умовах хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг, результати ІАСН для поверхні кристалічного фундаменту, а саме: криві сейсмічної небезпеки (Рис. 1) і спектри відгуку (Рис. 2) було об’єднано з результатами відгуку майданчика – функцією посилення.

Основним результатом аналізу руху ґрунту в умовах хвостосховища були розрахунки узагальнених спектрів відгуку для періодів повторюваності 100, 1000, 10000 років.

Приклад узагальнених спектрів відгуку в умовах хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг для різної потужності техногенних намивних ґрунтів (період повторюваності 10000 років) і їх порівняння зі спектром на поверхні кристалічного фундаменту (період повторюваності 10000 років) наведено на Рис. 4.

Кінцевим результатом робіт з оцінки сейсмічності є синтетична акселерограма, яка враховує всі особливості сейсмічного режиму для різних періодів повторюваності та особливості відгуку майданчика.

Отримавши в результаті ІАСН узагальнені спектри відгуку, генерація синтетичної

акселерограми не представляє проблеми. Для точно заданого спектру відгуку акселерограма може бути згенерована з урахуванням відомих алгоритмів. При цьому отримують синтетичну акселерограму з випадковою фазою (фазові кути є рівномірно розподілені випадкові величини в інтервалі від 0 до 2π).

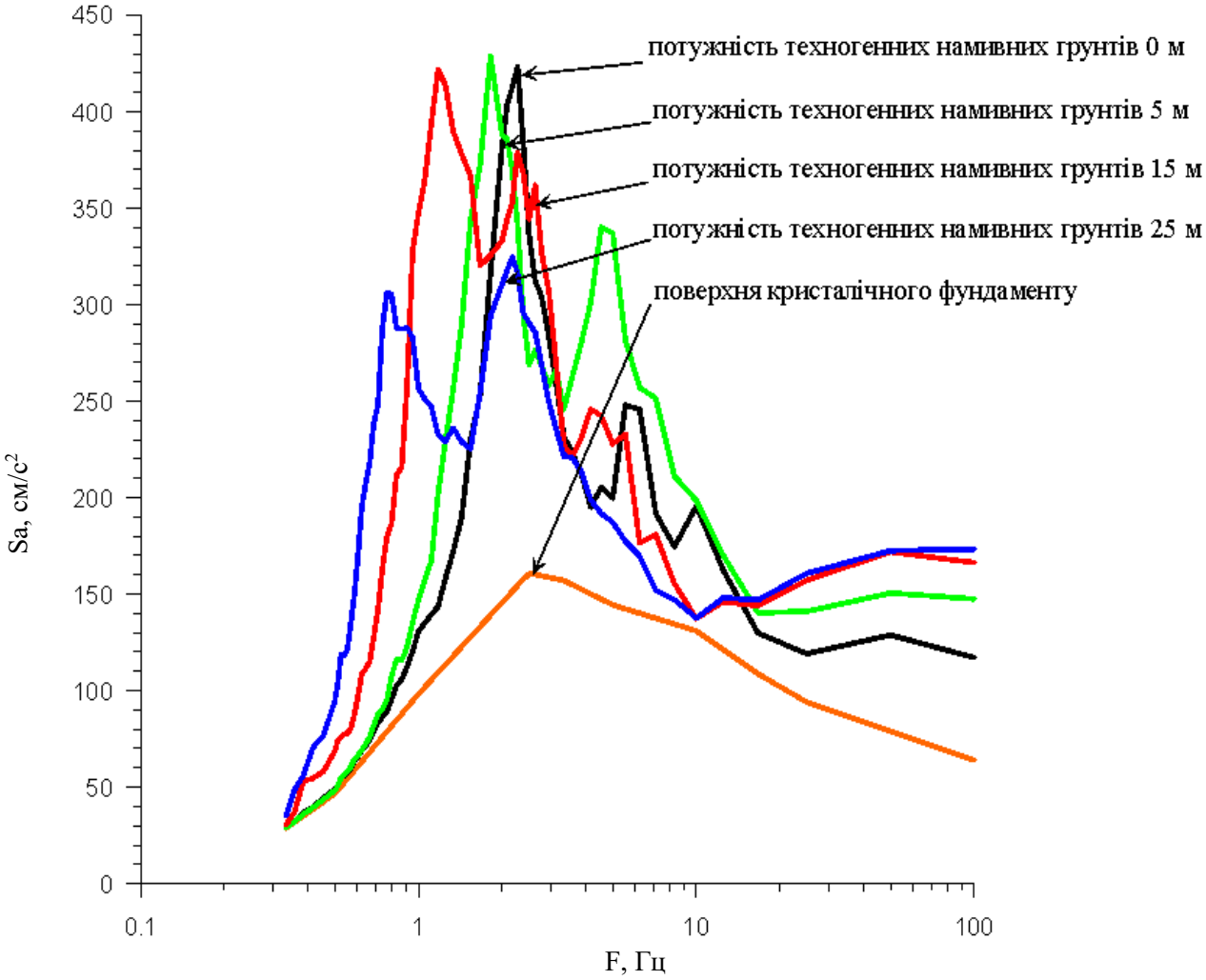


Рис. 4. Узагальнені спектри відгуку в контрольної точці майданчика хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг для різної потужності техногенних намивних ґрунтів (період повторюваності 10000 років)

Fig. 4. Generalized response spectra at the control point of the tailings storage site of PJSC CENTRAL GOK in Kryvyi Rih for different thicknesses of technogenic alluvial soils (recurrence period 10,000 years)

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

В сучасний період в умовах України роботи з ІАСН, що пройшли відповідну експертизу, проведено тільки для АЕС.

Автори роботи приймали безпосередню участь у виконанні цих досліджень.

Створено інтегровану базу геолого-геофізичних даних як основу виконання ІАСН.

Створено сейсмотектонічну модель, яка описує виникнення майбутніх землетрусів, що впливають на сейсмологічну небезпеку майданчика вишукувань. Модель складається з сейсмічних джерел, що представляють об'єкти або зони, які генерують

майбутні землетруси, розподіл магнітуд і частот для кожного джерела, які описують частоту, з якою можуть відбуватися землетруси з різною магнітудою, включаючи максимально можливу магнітуду. Сейсмотектонічна модель також враховує оцінену невизначеність параметрів.

Сейсмотектонічна модель включає:

–моделі сейсмогенних зон (ідентифікація сейсмічних джерел та оцінка максимальної потенційної магнітуди для кожного джерела);

–моделі осередку та осередкових зон для кожної сейсмогенної зони (оцінка характеристик руйнування майбутніх землетрусів для кожного джерела);

–моделі сейсмічності (розробка співвідношення магнітуда-частота повторення землетрусу для кожного сейсмічного джерела і оцінка будь-яких залежностей серед сейсмічних джерел).

Створено моделі руху ґрунту. При розробці моделі руху ґрунту для регіону розташування майданчика вишукувань використовувався наступний загальний підхід. Визначався ряд рівнянь прогнозу руху ґрунту, які, будучи взяті разом із ваговими коефіцієнтами, дають уявлення про очікуваний, у разі майбутніх землетрусів, рух ґрунту з урахуванням невизначеності.

В сучасний період існує досвід виконання ІАСН у рамках великих міжнародних проектів для території країн ЄС. При оцінці потенційних рівнянь руху ґрунту для моделі руху ґрунту регіону розташування майданчика вишукувань на території України було враховано висновки, отримані під час реалізації таких міжнародних проектів, як:

–European Seismic Hazard Model - ESHM13, 2013;

–European Seismic Hazard Model - ESHM20, 2020.

Всі ці наробітки можуть бути використані як основа виконання ІАСН для будь якого об’єкту в Україні, що і було зроблено в цій роботі на прикладі хвостосховища ПРАТ «ЦГЗК» м. Кривий Ріг, та для побудови карт загального сейсмічного районування території нашої країни в цілому. Такі карти будуть побудовані в параметрах руху ґрунту, а саме – пікових прискореннях, і будуть відповідати вимогам європейських нормативів в галузі сейсмостійкого будівництва – Eurocode-8, що, в свою чергу, забезпечить максимально безболісний перехід на міжнародні стандарти.

ЛІТЕРАТУРА/REFERENCES

1. Gupta, I. D. (2007). Probabilistic seismic hazard analysis method for mapping of spectral amplitudes and other design-specific quantities to estimate the earthquake effects on man-made structures. *ISET Journal of Earthquake Technology*, *44*(1), 127-167.
2. Akkar, S., & Bommer, J. J. (2010). Empirical equations for the prediction of PGA, PGV, and spectral accelerations in Europe, the Mediterranean region, and the Middle East. *Seismological Research Letters*, *81*(2), 195-206.
3. Field, E. H., Jordan, T. H., & Cornell, C. A. (2003). OpenSHA: A developing community-modeling environment for seismic hazard analysis. *Seismological Research Letters*, *74*(4), 406-419.
4. Pagani, M., Monelli, D., Weatherill, G., Danciu, L., Crowley, H., Silva, V., ... & Vigano, D. (2014). OpenQuake engine: An open hazard (and risk) software for the global earthquake model. *Seismological Research Letters*, *85*(3), 692-702.
5. Bender, B., & Perkins, D. M. (1987). *SEISRISK III: a computer program for seismic hazard estimation* (No. 1772). US Government Printing Office.
6. ERN — Earthquake Hazard Program [Електронний ресурс]: https://ern.com.mx/web/
7. Ordaz, M., & Salgado-Gálvez, M. A. (2017). R-CRISIS validation and verification document. *Instituto de Ingeniería—Universidad Nacional Autónoma de México & Evaluación de Riesgos Naturales: Mexico City, Mexico*.
8. Schnabel, P. B. (1972). SHAKE, a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley*.
9. Stewart, J. P., Afshari, K., & Hashash, Y. M. (2014). Guidelines for performing hazard-consistent one-dimensional ground response analysis for ground motion prediction. *PEER report*, *16*, 117.
10. Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping

factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of geotechnical engineering*, *112*(11), 1016-1032.

Probabilistic analysis of seismic hazard: experience and prospects of implementation in Ukraine

Mykhaylo DOVBNICH
Iryna VIKTOSENKO

Summary Ukraine's desire to integrate into the global political and economic space involves a transition to international standards.

The requirements of international regulatory documents for seismicity assessment differ from domestic standards.

In addition, the approach of assessing seismic hazard in points and the subsequent transition to soil movement parameters raises many questions from foreign specialists who act as international experts in survey work when designing facilities with foreign investments, such as tailings dumps of mining and processing plants, or facilities with an international audit, such as nuclear power plants. This issue may become even more relevant during the period of post-war reconstruction of Ukraine, when funds from other countries will be attracted for development.

Fulfilment of international requirements involves conducting a probabilistic seismic hazard analysis (PSHA) during the design and operation of nuclear power plants, large hydraulic structures, which include hydropower facilities and tailing dams of mining and processing plants.

In Ukraine, the greatest experience in performing PSHA is available for nuclear power plants. With the participation of the authors, the most comprehensive methodology and programs for performing PSHA were developed for nuclear power plants, considering the geological, tectonic and seismological conditions of Ukraine. It should be noted that the main methodological provisions developed for nuclear power plants can be successfully used for performing PSHA of other facilities of increased responsibility class.

The main purpose of performing PSHA is to estimate peak ground accelerations and obtain generalized response spectra for the design level and maximum design earthquake.

PSHA is performed based on an integrated database containing the results of geological, geophysical, geomorphological, tectonic, engineering-geological, and seismological studies.

A key element of successful PSHA implementation is the assessment of uncertainties in the source data. The characteristics of the source data and their uncertainties are based on the available information.

Keywords. Probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), seismic hazard curves, response spectra, accelerograms.

Регулювання несучої здатності по ґрунту шпунтових паль в складних інженерно-геологічних умовах

Михайло ДУБРОВСЬКИЙ[1], Натела ХОНЕЛІЯ[2], Ольга ДУБРОВСЬКА[3]

[1,2]Одеський національний морський університет
34, вул. Мечникова, Одеса, Україна, 65029
[3]Energean, Andre Sacharov 9, Haifa, 3508409, Israel
[1]m.doubrovsky@gmail.com, orcid.org/0000-0003-1229-1717
[2]khonelianatela@gmail.com, orcid.org/0000-0003-1229-1717
[3]Odubrovska90@gmail.com, orcid.org/0009-0008-5727-886X

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.89-96

Анотація. Проведено аналіз існуючих методів оцінки несучої здатності шпунтових стін по ґрунту з урахуванням часткового формування ґрунтової пробки в порожнині профілю шпунтової палі. При проектуванні таких конструкцій передбачається, що несуча здатність шпунтових паль по ґрунту під дією вертикального навантаження складається з опору ґрунту основи під нижнім кінцем шпунтової палі і сил тертя на її бічній поверхні. При цьому ці складові визначаються за допомогою понижуючих коефіцієнтів, які відображають специфіку формування ґрунтової пробки в порожнині шпунтової палі. Це призводить до зниження проектної несучої здатності на 50-70% для опору під нижнім кінцем палі і до 50% для опору по бічній поверхні шпунту (в залежності від типу ґрунту).

Тому стоїть завдання підвищення несучої здатності, що може бути досягнуто як за рахунок збільшення її складових, так і за рахунок включення нових, раніше не використовуваних елементів опору ґрунту з урахуванням специфіки профілів шпунтових паль.

В роботі визначена можливість підвищення ефективності сприйняття шпунтовими палями осьового навантаження при їх взаємодії з ґрунтовим середовищем, у тому числі в порожнинах профілів шпунтових профілів. Представлено новий підхід до підвищення несучої здатності підпірних стінок з шпунтових паль коритного профілю та здвоєних паль зетового профілю Цей підхід ґрунтується на перетворенні шпунтового профілю на частині довжини шпунтової палі в ґрунтовій основі з відкритого на закритий. Таке перетворення досягається додаванням сталевої накладки певної довжини, з'єднаної з фланцями

Михайло ДУБРОВСЬКИЙ
професор кафедри
морського та цивільного будівництва і архітектури,
д.т.н., проф.

Натела ХОНЕЛІЯ
зав. кафедри
морського та цивільного будівництва і архітектури,
к.т.н., доц.

Ольга ДУБРОВСЬКА
M.Sc., Subsea Operations Engineer

шпунтової палі, наприклад, за допомогою зварювання. Таким чином, на ділянці, де розташована накладка, шпунтова паля, з точки зору утворення ґрунтової пробки, працює аналогічно трубчастої палі.

Показано, як наявність накладки, її розміри та розташування змінюють сприйняття зовнішнього осьового навантаження на стіну шпунтової палі та як можна регулювати внесок накладки в несучу здатність споруди по ґрунту. Розглянуто схеми застосування запропонованого підходу з однорідною та шаруватою ґрунтовою основою, а також обмеження сфери його застосування. Запропоновано розрахункові

залежності для визначення складових несучої здатності шпунтових паль з накладкою. Визначено та проаналізовано основні умови використання шпунтових паль, оснащених накладками. Визначено подальші напрями досліджень розглянутого конструкторське-технологічного рішення.

Ключові слова. Підпірна шпунтова стінка, несуча здатність по ґрунту, коритний профіль шпунту, ґрунтова пробка.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Розглядаючи роботу шпунтових стін, можна виділити дві протилежні проблемні ситуації, пов'язані з їх несучою здатністю по ґрунту. Перша ситуація виникає на етапі будівництва при зануренні шпунтових паль в щільні ґрунти основи, коли за рахунок утворення часткових ґрунтових пробок в порожнинах шпунтових паль в районі їх нижнього кінця збільшується опір зануренню. Негативними наслідками такого ефекту є необхідність використання більш потужного (а значить і дорожчого) обладнання для забивання паль або застосування технологічних операцій з розпушення та/або видалення ґрунтової пробки (що також збільшує вартість пальових робіт).

Друга – протилежна – ситуація виникає на етапі експлуатації споруди, якщо основа споруди складена з ґрунтів низької щільності, коли шпунт працює як «висяча» паля, або через розміри і форму перетину шпунтової палі не утворюється повна ґрунтова пробка і виникає дефіцит несучої здатності паль під впливом значних осьових навантажень. Це характерно, наприклад, для гідротехнічних споруд, зведених на алювіальних мулове-піщаних ґрунтах і виконують функції причальних споруд або підпірних стінок. При цьому опору ґрунту під нижнім торцем шпунтових паль і сил тертя по їх бічній поверхні недостатньо для поглинання осьових експлуатаційних навантажень (наприклад, від вантажно-розвантажувального обладнання на причалі або від вертикальної складової анкерного зусилля в підпірній стінці).

МЕТА РОБОТИ

Метою даної роботи є дослідження можливості поліпшення умов експлуатації шпунтових стін, пов'язаних з другою проблемною ситуацією, зведених в складних інженерно-геологічних умовах і розрахованих на сприйняття комплексних навантажень, в тому числі значних осьових сил. Рішення проблеми забезпечення необхідної за проєктом несучої здатності шпунтової стінки може бути істотно ускладнено в умовах неоднорідної шаруватої основи, коли шар ґрунту з хорошими будівельними властивостями розташовується вище проектної глибини занурення шпунтової палі, необхідної для її защемлення, а нижні кінці паль розташовуються в слабкому ґрунті.

Раніше нами була вивчена і підтверджена можливість регулювання несучої здатності трубчастих паль на осьове навантаження шляхом зміни умов формування ґрунтової пробки в порожнині палі (Doubrovsky et al, 2021, 2022).

Тут ми розглянемо найбільш поширені шпунтові палі коритного профілю або здвоєні палі зетового профілю показано на Рис. 1, які працюють з точки зору формування ґрунтових пробок аналогічно «кориту» (Arcelor, 2022; Hoesch, 2010; Tomlinson, M. and J. Woodward, 2008; Kwarciński, 2008) при сприйнятті зовнішньої осьової сили.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

У відомих підходах до проектування шпунтових стінок паль передбачається, що несуча здатність шпунтових паль по ґрунту під дією вертикального навантаження (Q) складається з опору ґрунту основи під нижнім кінцем шпунтової палі (Q_1) і сил тертя на її бічній поверхні (Q_2) (Borel et al, 2006; Bustamante et al, 1991; Heerema, 1979; Iversen et al, 2010):

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (1)$$

Опір ґрунту під кінцем шпунтової палі можна визначити за формулою:

$$Q_1 = k_1 \times A \times q_1, \quad (2)$$

де:

k_1– коефіцієнт зменшення площі поперечного перерізу, що відображає специфіку формування ґрунтової пробки в порожнині шпунтової палі;

A– площа поперечного перерізу шпунтової палі і ґрунту між бічними гранями шпунту на рівні його нижнього кінця (Рис. 1);

q_1– розрахунковий питомий опір ґрунту під кінцем шпунтової палі.

Опір ґрунту по бічній поверхні шпунтової палі можна розрахувати за залежністю:

$$Q_2 = k_2 \times P \times \int_0^h q_2(z) \times dz, \qquad (3)$$

де:

k_2– коефіцієнт зменшення площі поперечного перерізу;

P- периметр поперечного перерізу шпунтової палі;

h – глибина занурення кінця шпунтової палі в несучий шар ґрунту;

$q_2(z)$ – розрахунковий питомий опір ґрунту по бічній поверхні на глибині *z*.

Рекомендовані значення коефіцієнтів зменшення площі поперечного перерізу шпунтових паль, що відображають специфіку формування ґрунтової пробки, наведені в Табл. 1 (Kwarciński, 2008).

Табл. 1. Коефіцієнти зменшення площі поперечного перерізу шпунтової стінки

Table 1. Coefficients of reduction of the cross-sectional area of the sheet pile wall

Зв'язні ґрунти		Незв'язні ґрунти	
k_1	k_2	k_1	k_2
0.50	1.00	0.30	0.50

Таким чином, облік розрахункової (зменшеної) площі поперечного перерізу шпунтових паль розглянутих профілів значно знижує їх несучу здатність в порівнянні з повною площею: на 50-70% для опору під нижнім кінцем і до 50% для опору по бічній поверхні (в залежності від типу ґрунту). Тому стоїть завдання підвищення несучої здатності шпунтових паль, що може бути досягнуто як за рахунок збільшення її згаданих компонентів, так і за рахунок включення нових, раніше не використовуваних елементів опору ґрунту, що взаємодіють з шпунтовими палями, з урахуванням специфіки шпунтових профілів.

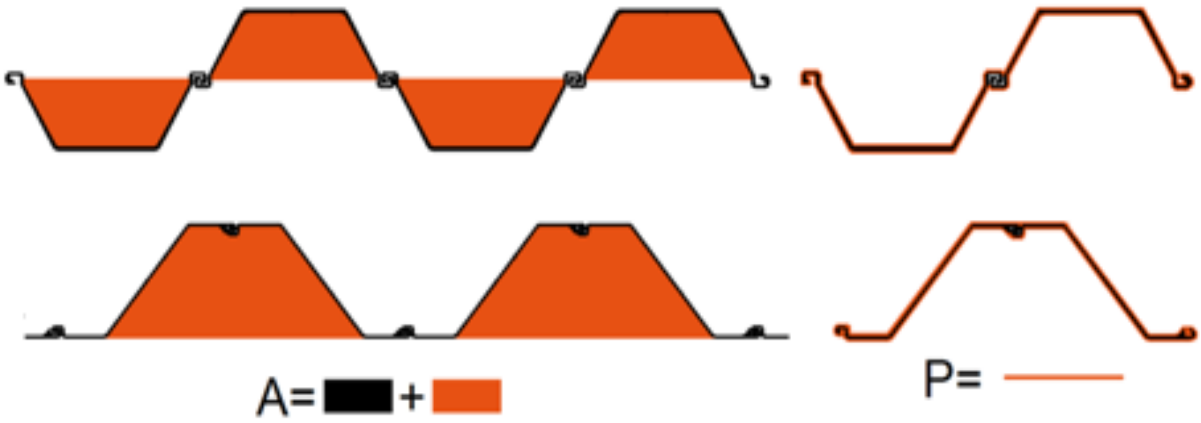


Рис. 1. Площа поперечного перерізу (A) і периметр поперечного перерізу (P) профілів шпунтових паль

Fig. 1. Cross-sectional area (A) and cross-sectional perimeter (P) of the sheet pile profiles

Таким новим елементом, на наш погляд, може бути ґрунтова пробка, що спеціально створена в заданому місці шпунтової палі при її зануренні (тобто не обов'язково у нижнього кінця палі), і що сприяє підвищенню несучої здатності споруди на етапі її експлуатації. Для забезпечення регульованого процесу створення ґрунтової пробки на заздалегідь визначеній оптимальній ділянці шпунтової палі (на основі аналізу інженерно-геологічних умов на місті будівництва споруди) пропонується трансформувати відкритий профіль коритного типу в закритий. Тоді (за аналогією з трубчастою палею або палею-оболонкою) на зазначеній ділянці шпунтової палі при її заглибленні будуть створені умови для формування повної ґрунтової пробки. Щоб «закрити» профіль шпунтової палі, можна використовувати одну або кілька накладок, прикріплених до палі перед її зануренням (наприклад, шляхом зварки).

На Рис. 2 і 3 схематично показано запропоноване використання накладок (виділено червоним кольором) для шпунтових стінок з однорідними і неоднорідними ґрунтовими основами відповідно.

На цих схемах шпунтова стінка 1 занурена в ґрунтову основу 2. Після цього за підпірною стінкою була виконана зворотна ґрунтова засипка 3. Перед зануренням шпунтових паль коритного профілю або здвоєних паль зетового профілю на ділянці їх довжини, що підлягає заглибленню в основу, до фланців шпунтових паль кріпляться (приварюються) накладки 4 (плоскі сталеві пластини) довжиною H.

При однорідній ґрунтовій основі показано на Рис. 2 накладки 4 можуть кріпитися до паль 1 на однаковій відстані від поверхні основи 2.

При неоднорідній ґрунтовій основі показано на Рис. 3 до паль 1 по довжині доцільно прикріпити накладки 4 так, щоб вони розташовувалися в шарі більш щільного (несучого) ґрунту 5 для утворення в палях відповідних ґрунтових пробок. В загальному випадку накладки в шпунтових палях можуть розташовуватися на різній відстані від поверхні основи 2 відповідно до шаруватості ґрунтів основи.

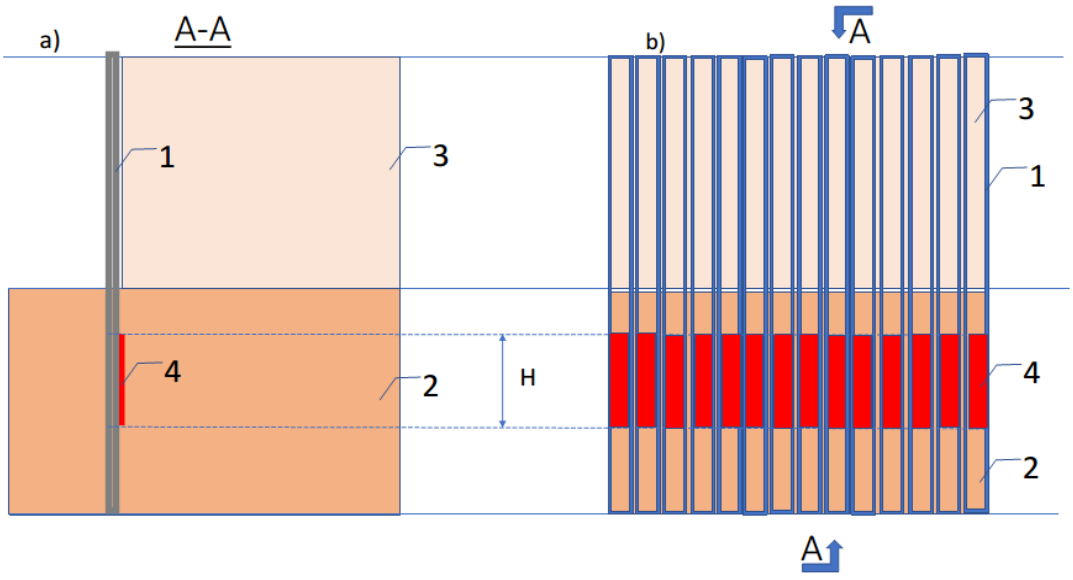


Рис. 2. Схема застосування накладок для шпунтових паль з однорідною ґрунтовою основою: а – поперечний переріз; б - вид ззаду на стіну шпунтової палі; 1 – шпунтова стінка; 2 – однорідна ґрунтова основа; 3 – засипка ґрунту; 4 – накладки.

Fig. 2. Scheme of application of covers for sheet piles in the case of homogeneous soil foundation: a – cross-section; b - rear view of the sheet pile wall; 1 – sheet pile wall; 2 – homogeneous soil foundation; 3 – soil backfill; 4 – covers.

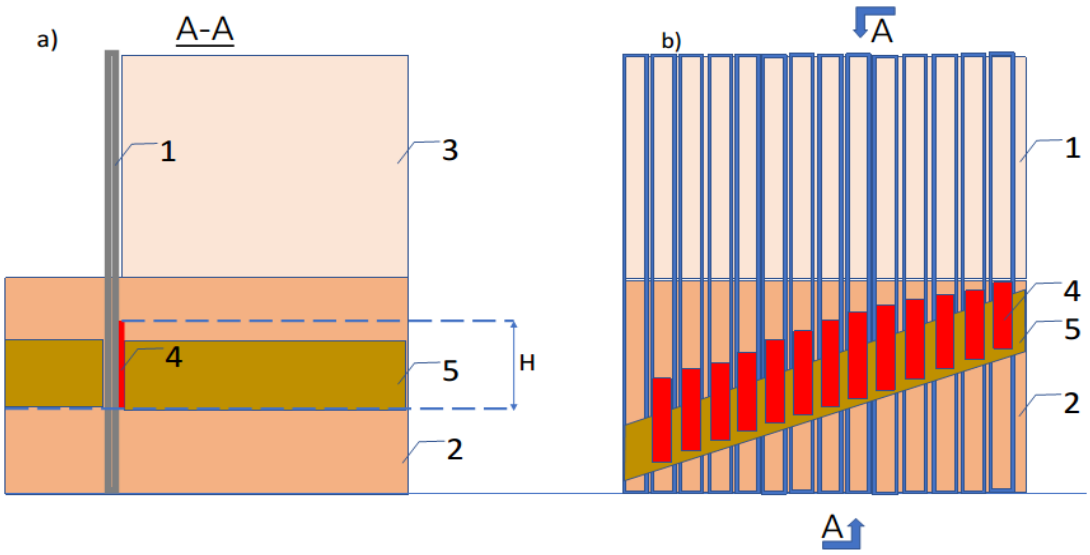


Рис. 3 Схема застосування накладок для шпунтових паль з неоднорідною ґрунтовою основою: а – поперечний переріз; б - вид ззаду на стіну шпунтової палі; 1 – шпунтова стінка; 2, 5 – шари неоднорідної ґрунтової основи; 3 – засипка ґрунту; 4 – накладки.

Fig. 3. Scheme of application of covers for sheet piles in the case of heterogeneous soil foundation: a – cross-section; b - rear view of the sheet pile wall; 1 – sheet pile wall; 2, 5 – layers of heterogeneous soil foundation; 3 – soil backfill; 4 – covers

Важливим параметром при призначенні розмірів і розташування накладок шпунтових паль є їх довжина H (ширина підкладок визначається геометрією шпунтового профілю, який оснащений накладками). Довжина накладок H повинна призначатися виходячи з виконання наступних **основних умов**:

1. Формування ґрунтової пробки в порожнині замкнутого профілю, утвореної накладкою і шпунтовим «коритом»
2. Забезпечення проектної несучої здатності шпунтових паль по ґрунту при поглинанні осьових навантажень з урахуванням внеску накладки і, відповідно, повної ґрунтової пробки, що при цьому утворюється
3. Уникнення використання надмірно потужного обладнання для занурення шпунтових паль через опір ґрунту під нижнім кінцем накладки (тобто під ґрунтовою пробкою)
4. Збереження міцності зварних швів, що з'єднують накладку з фланцями шпунтових паль
5. Економічна ефективність рішення, що заснована на використанні запропонованих накладок в порівнянні з іншими можливими підходами щодо забезпечення проєктної несучої здатності підпірної стінки при вертикальних навантаженнях.

Щодо умови 1 можна зазначити наступне. Як продемонстрували раніше виконані дослідження взаємодії сталевих трубчастих паль з ґрунтовим середовищем (Doubrovsky et al, 2021, 2022), утворення ґрунтової пробки у нижнього кінця труби відбувається на ділянці палі довжиною $H \geq (3 \div 5)d$, де d – діаметр труби (на кінцевий результат впливають властивості ґрунтової основи, розміри палі, технологія занурення). У першому наближенні (у зв'язку з відсутністю більш точних даних) доцільно застосувати аналогічне співвідношення для закритого - за допомогою накладки - профілю шпунтової палі, розуміючи під d умовний діаметр трубчастої палі, рівної за площею поперечного перерізу (труба + ґрунт в її порожнині) профілю шпунтової палі з накладкою (шпунтова паля + накладка + ґрунт в порожнині закритого профілю).

Для оцінки виконання умови 2 необхідно враховувати вплив знову доданого елемента – накладки шпунтової палі, а саме: появу в ґрунтовій основі ділянки шпунтової палі

довжиною Н, на якій незамкнутий переріз шпунту стає замкнутим, що призводить (див. умову 1) до утворення ґрунтової пробки на цій ділянці. При цьому в загальному випадку (коли накладка розміщується не у нижнього кінця палі, а вище нього) формула (1) для несучої здатності шпунтової палі по ґрунту прийме вигляд:

$$Q=Q_{11}+Q_{12}+Q_{21}+Q_{22}, \quad (4)$$

де:

Q_{11}- опір ґрунту основи під нижнім кінцем шпунтової палі (враховується тільки площа поперечного перерізу шпунтової палі A_1 без ґрунту в порожнині останньої)

$$Q_{11} = A_1 \times q_1, \quad (5)$$

Q_{12}- опір ґрунту основи під нижнім кінцем накладки (враховується площа поперечного перерізу накладки A_2 і ґрунту A_3 в порожнині шпунтової палі)

$$Q_{12} = (A_2 + A_3) \times q_1, \quad (6)$$

Q_{21}- опір сил тертя по бічній поверхні шпунтової палі вище і нижче накладки (аналогія з формулою (3))

Q_{22}- опір сил тертя по бічній поверхні шпунтової палі в межах довжини накладки (враховується внесок останньої в периметр P_2 закритого перерізу шпунту):

$$Q_{22} = P_2 \times \int_0^H q_2(z) \times dz. \quad (7)$$

Умову 3 слід розглядати як важливу частину умови 5, необхідність дотримання якої може обмежити сферу застосування розглянутого конструкторське-технологічного рішення.

При перевірці умови 4 істотну роль відіграють конкретні проектні параметри об'єкта, що будується: експлуатаційні навантаження на споруду і інженерно-геологічні характеристики основи.

Остання, але не менш важлива, умова 5 здається очевидною і може стати вирішальною при виборі остаточного варіанту проєктування в умовах складних інженерно-геологічних умов об'єкта будівництва і високої необхідної несучої здатності споруди по ґрунту.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Розглянуто та проаналізовано конструктивне-технологічне рішення, яке дозволяє збільшити несучу здатність по ґрунту підпірної шпунтової стіни з паль коритного профілю або подвійних паль зетового профілю (запропоноване рішення актуальне і для інших профілів шпунтових паль аналогічних форм поперечного перерізу).

Ефект досягається за рахунок перетворення відкритого перерізу шпунтових паль в закритий на обраній ділянці підпірної стінки в ґрунтовій основі шляхом забезпечення шпунтових паль на цій ділянці накладкою необхідного розміру, що «закриває» поперечний переріз палі і сприяє створенню повної ґрунтової пробки.

Ділянку шпунтової палі з накладкою бажано розміщувати так, щоб накладка включалася в роботу на завершальному етапі занурення шпунту і розташовувалася оптимально щодо несучих шарів основи.

Визначено основні умови застосування запропонованого рішення та залежності для визначення внеску накладок в несучу здатність по ґрунту підпірної шпунтової стінки.

Подальший розвиток цього напряму має ґрунтуватися на модельних та натурних експериментальних дослідженнях роботи підпірних шпунтових стінок, у тому числі в умовах неоднорідних ґрунтів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Borel, S., Bustamante, M., Rocher-Lacoste, F. (2006) The comparative bearing capacity of vibratory and impact driven piles. *TRANSVIB 2006.* Gonin, Holeyman et Rocher-Lacoste (ed.), Editions du LCPC, Paris, 118-127.
2. Bustamante, M., Gianeselli, L. (1991) Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load. *Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations* -Stresa (Italy), 54-69.
3. Kwarciński, P. (2008). Nośność pionowa grodzicu. *Geoinżynieria: drogi, mosty, tunele* . - T.3, 38-40.

4. ArcelorMittal Piling Handbook 9th edition (2022)
5. European Committee for Standardization (2007). *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*.
6. Heerema, E. P. (1979). Pile driving and static load tests on piles in stiff clay. *Annual Offshore Technology Conference 2*, 1135–1145.
7. Hoesch Spundwand und Profil (2010). Product Range | Hoesch Sections. On the www. url http://www.spundwand.de/e/
8. Paikowsky, S. G. and R. V. Whitman (1990). The effects of plugging on pile performance and design. *Canadian Geotechnical Journal 27(4)*, 429–440.
9. Tomlinson, M. and J. Woodward (2008). *Pile Design and Donstruction Practice* (5 ed.). Taylor & Francis.
10. Iversen, K. M., Augustesen, A. H., & Nielsen, B. N. (2010). *Vertical Equilibrium of Sheet Pile Walls with Emphasis on Toe Capacity and Plugging*. Department of Civil Engineering, Aalborg University. DCE Technical reports No. 94.
11. M.Doubrovsky, V. Dubravina. (2021) Study of bearing capacity of tubular piles with diaphragm under pressing loads. *Proceedings of the Second International Conference on Press-in Engineering 2021*, Kochi, Japan – Matsumoto et al (eds) © Taylor & Francis Group, London, 116-123.
12. Doubrovsky M., Kusik L., Dubravina V. (2021) Bearing Capacity of Tubular Piles: Technological Improvements and Model Testing. *Advances in Geoengineering along the Belt and Road*. BRWSG. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 230. Springer. 137-154.
13. M. Doubrovsky, V. Dubravina, V. Shokarev et al. (2022) Ensuring the piles bearing capacity under pressing loads. *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*– Rahman and Jaksa (Eds) © Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia, 3247-3252.

REFERENCES

1. Borel, S., Bustamante, M., Rocher-Lacoste, F. (2006) The comparative bearing capacity of vibratory and impact driven piles. *TRANSVIB 2006.* Gonin, Holeyman et Rocher-Lacoste (ed.), Editions du LCPC, Paris, 118-127.
2. Bustamante, M., Gianeselli, L. (1991) Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load. *Proceedings of the 4thInternational Conference on Piling and Deep Foundations* -Stresa (Italy), 54-69.
3. Kwarciński, P. (2008). Nośność pionowa grodzic / *Geoinżynieria: drogi, mosty, tunele* . - T.3, 38-40.
4. ArcelorMittal Piling Handbook 9th edition, 2022
5. European Committee for Standardization (2007). *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*.
6. Heerema, E. P. (1979). Pile driving and static load tests on piles in stiff clay. *Annual Offshore Technology Conference 2*, 1135–1145.
7. Hoesch Spundwand und Profil (2010). Product Range | Hoesch Sections. On the www. url http://www.spundwand.de/e/
8. Paikowsky, S. G. and R. V. Whitman (1990). The effects of plugging on pile performance and design. *Canadian Geotechnical Journal 27(4)*, 429–440.
9. Tomlinson, M. and J. Woodward (2008). *Pile Design and Donstruction Practice* (5 ed.). Taylor & Francis.
10. Iversen, K. M., Augustesen, A. H., & Nielsen, B. N. (2010). *Vertical Equilibrium of Sheet Pile Walls with Emphasis on Toe Capacity and Plugging*. Department of Civil Engineering, Aalborg University. DCE Technical reports No. 94.
11. M.Doubrovsky, V. Dubravina. (2021) Study of bearing capacity of tubular piles with diaphragm under pressing loads. *Proceedings of the Second International Conference on Press-in Engineering 2021*, Kochi, Japan – Matsumoto et al (eds) © Taylor & Francis Group, London, 116-123.
12. Doubrovsky M., Kusik L., Dubravina V. (2021) Bearing Capacity of Tubular Piles: Technological Improvements and Model Testing. *Advances in Geoengineering along the Belt and Road*. BRWSG. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 230. Springer. 137-154.
13. M. Doubrovsky, V. Dubravina, V. Shokarev et al. (2022) Ensuring the piles bearing capacity under pressing loads. *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*– Rahman and Jaksa (Eds) © Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia, 3247-3252.

Regulation of the Bearing Capacity of Sheet Piles in Complex Engineering-Geological Conditions

Michael DOUBROVSKY,
Natela KHONELIIA,
Olga DUBROVSKA

Summary. An analysis of existing methods for assessing the bearing capacity of sheet pile walls on the soil is carried out, considering the partial formation of a soil plug inside the sheet pile profile.

When designing such structures, it is assumed that the bearing capacity of sheet piles under the action of a vertical load consists of the soil resistance under the sheet pile tip and the friction forces on pile's side surface. These components are determined using decreasing coefficients, which reflect the specific characteristics of the soil plug formation within the sheet pile profile. This results in a reduction in the design bearing capacity of 50-70% for the resistance under the pile tip and up to 50% for the resistance on the side surface (depending on the type of soil).

Therefore, the task is to increase the bearing capacity of sheet piles, which can be achieved by both increasing the components and incorporating new, previously unused elements of soil resistance that interact with sheet piles, considering the specific characteristics of sheet pile profiles. The possibility of increasing the efficiency of perception of axial load by sheet piles during their interaction with the soil media, including inside the sheet pile profiles, is determined.

A new approach to increasing the bearing capacity of retaining walls made of sheet piles of U-section and double piles of Z-section is presented. This approach is based on the transformation of the sheet pile profile on a part of the length of the sheet pile in the soil base from an open section to a closed one.

Such conversion is achieved by adding a cover (steel strip) of a certain length, connected to the flanges of the sheet pile, for example, by welding. Thus, in the area where the cover is located, the sheet pile, from the point of view of the formation of a soil plug, works similarly to a tubular pile. It is shown how the presence of the strip; its dimensions and location change the perception of the external axial load on the sheet pile wall and how the contribution of the cover to the bearing capacity can be adjusted.

The schemes for the application of the proposed approach with a homogeneous and layered soil base, as well as the limitations of the scope of its application, are considered. Design dependencies are proposed to determine the components of the bearing capacity of sheet piles with a cover. The main conditions for the use of sheet piles equipped with strips are determined and analyzed.

Further research directions on the design and technological solution under consideration are determined.

Keywords. Retaining sheet pile wall, bearing capacity, U-shape piling, soil plague.

Порівняння інтерпретацій даних, отриманих за допомогою CPTu та DMT

Вероніка ЖУК[1], Костянтин БОНДАРЕВ[2], Олександр П'ЯТКОВ[3]

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
[1]zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114-3192
[2]bondarev_ko_2024@knuba.edu.ua, orcid.org/0009-0007-2305-6508
[3]av.pyatkov@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-8797-151X

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.97-105

Анотація. У дослідженні розглянуто особливості сучасних методів інженерно-геологічних досліджень із застосуванням методик статичного зондування CPTu та дилатометричних випробувань DMT, які дедалі активніше впроваджуються в українську геотехнічну практику як високоточні польові способи отримання розрахункових параметрів ґрунтового середовища.

Метод CPTu базується на безперервному заглибленні конусного пенетрометра із визначенням опору під конусом q_c, фрикційного опору (тертя бокової поверхні) f_s та порового тиску u_2 (що визначається спеціальним датчиком). Метод DMT полягає у вимірюванні тиску (P_0, P_1, P_2) за допомогою стальної лопатки з рухомою мембраною, що розширюється. Отримані дані аналізуються через емпіричні кореляції для визначення розрахункових значень показників міцності та деформативності ґрунтів.

Для порівняння отриманих параметрів ґрунтів було використано данні на основі вимірювань в польових умовах. Випробування проводили для різних типів ґрунтів серед них були пилуваті піски, супіски, суглинки, глини та органічні відклади, на глибині від 2.6 до 6 м. У межах дослідження порівнювались такі параметри: коефіцієнт преконсолідації OCR, модуль стисливості M та недренована міцність на зсув s_u. Проаналізовано специфіку вимірювань та інтерпретацій для кожного методу. Отримано відмінності між методами, зокрема виражену дискретність результатів CPTu на деяких проміжках свердловини. Це може бути обумовлено особливостями методики збору та інтерпретації даних CPTu. Такі різкі стрибки на графіку у визначених параметрах можуть виникати в зв'язку з більшою частотою вимірів методом CPTu, та різними ділянками для вимірювання. Також є ймовірність потрапляння на більш щільні відкладення або тверді вкраплення в певних місцях вимірювань. Натомість дані, отримані за допомогою DMT, демонструють більш стабільну та плавну зміну параметрів по глибині, що обумовлюється іншим механізмом дії та прямим вимірюванням модуля деформації ґрунту.

Отримано, що для відповідальних об'єктів в складних інженерно-геологічних умовах варто виконувати "Випробувальний вузол" що буде включати виконання свердловини, CPTu, DMT в одному пункті. Такий підхід дозволить отримати данні для проектування, що відповідають різним рівням напружень в грунті, та в залежності від

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

Костянтин БОНДАРЕВ
аспірант кафедри геотехніки

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

характеру роботи споруди дозволить обрати, коректні вхідні дані для розрахунку.

Ключові слова. статичне зондування (CPTu), дилатометричне випробування (DMT), розрахункові параметри ґрунтів, інтерпретація даних, польові випробування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасна геотехнічна практика дедалі частіше орієнтується на високоточні польові методи дослідження ґрунтів, серед яких провідне місце займають статичне зондування (CPTu) та дилатометричне зондування (DMT). Обидва методи широко застосовуються у проєктуванні фундаментів, однак кожен із них має свої особливості та обмеження. У представленому дослідженні виконано системний аналіз подібностей і відмінностей між параметрами ґрунтів, отриманих за результатами інтерпретації даних CPTu і DMT.

МЕТА РОБОТИ

Метою дослідження є порівняння параметрів ґрунтів, що отримані в результаті польових випробувань CPTu та DMT на одному дослідному майданчику. Дослідити вплив інтерпретації даних на міцнісні та деформативні параметри ґрунтів. Аналізувалися такі параметри: коефіцієнт преконсолідації OCR, модуль стисливості M та недренована міцність на зсув s_u для виявлення закономірностей та відмінностей отриманих результатів, обґрунтування вибору відповідних параметрів для подальших розрахунків.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Під час дослідження було розглянуто принцип збору даних методом CPTu (Robertson, P.K., 2009) та DMT та інтерпретацію цих даних з метою отримати ефективні характеристики ґрунту. Порівняно отриманні характеристики ґрунту, виявлено закономірності та розбіжності.

Методика статичного зондування CPTu та дилатометричних випробувань DMT

Під час проведення CPTu (Cone Penetration Test) тесту використовують конусний пенетрометр, який постійно просувається в ґрунт із сталим кроком в 2 см. Вимірювальний прилад CPTu включає конусний наконечник та фрикційну втулку показано на Рис. 1, спеціалізовані елементи, які забезпечують точне вимірювання сил опору. Системи оснащені окремими датчиками навантаження, що дозволяють точно розділити загальний опір ґрунту на його складові: q_c - опір під конусом та f_s - тертя по бічній поверхні (Robertson, P.K., 2022).

Також доволі розповсюджене використання вимірювального елемента - п'єзометра, який встановлений за конусом, для отримання показників порового тиску u_2. Така конфігурація дозволяє поміряти рівень порового тиску. Електроніка всередині зонда перетворює виміряні сили та тиски у цифровий сигнал, який передається у режимі реального часу до контрольного блоку. Під час збору даних йде безперервне занурення зонда.

Під час проведення CPTu тесту отримують 5 вимірювань за одне випробування (Бондарева Л. та інші, 2024). Вимірювані показники:

- q_c - опір під конусом, МПа;
- f_s - терття по бічній поверхні, кПа;
- u_2 - поровий тиск, кПа;
- h - глибина занурення зонда, м;
- i - кут нахилу зонда, град.

Рис.1. Зонд CPTu
Fig.1. Probe CPTu

Під час проведення DMT тесту (Marchetti's dilatometer testing) використовують зонд, який складається із стальної лопатки шириною 9,5 см, товщиною 1,4 см з круглою гну-

чкою мембраною на одній із сторін, діаметром 60 мм опуклої форми показано на Рис. 2. Прилад працює за принципом вимірювання пневматичного впливу на мембрану (Robertson, P.K., 2015). Газ з резервуара через пневматично-електричну систему надходить до мембрани для досягнення заданої величини розширення 1,1 мм. До та після розширення фіксуються відповідні величини тиску P_0 та P_1.

Контрольний блок з датчиками тиску вимірює тиск на різних стадіях процесу – до розширення мембрани P_0, під час розширення P_1 та після повернення мембрани в початкове положення P_2 . Лопатка вводиться в ґрунт кроками по 20 см з послідовним фіксуванням даних. Передача даних в режимі реального часу дозволяє оперативно аналізувати властивості ґрунту.

Під час проведення DMT тесту отримують 4 вимірювань за одне випробування (Monaco, P., 2007). Вимірювані показники:

- P_0 - тиск перед розширенням мембрани, МПа;
- P_1 - тиск при розширенні мембрани на 1.1 мм, МПа;
- P_2 - тиск після випробування, МПа;
- h - глибина занурення лопатки, м.

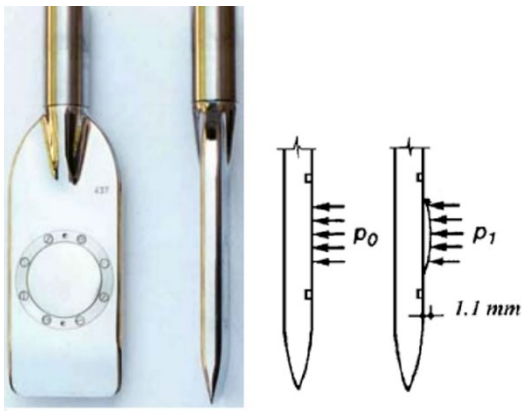


Рис.2. Лопатка DMT
Fig.2. DMT blade

Отримані дані аналізуються за допомогою емпіричних кореляцій і нормалізаційних методів, що обліковують вищі вертикальні напруження σ_{v0} при більшій глибині (без нормування абсолютні тиски зростатимуть навіть за однакових механічних властивостей ґрунту) (Mayne, P.W., 2007). Це дозволяє оцінити тип ґрунту, його міцність, модуль деформації, індекс матеріалу ґрунту, коефіцієнти жорсткості, та інші параметри, стану ґрунту.

З виміряних даних CPTu можна отримати на основі інтерпретації такі показники:

- R_f - коефіцієнт тертя, д.о.(%)
- γ - питома вага ґрунту, кН/м3
- F_r - нормований коефіцієнт тертя, д.о.
- I_c - індекс консистенції ґрунту, д.о.
- k - коефіцієнт фільтрації, д.о.
- φ’ - ефективний кут внутрішнього тертя, град.
- OCR - коефіцієнт преконсолідації, д.о.
- σ_{v0} - повні вертикальні напруження, кПа
- σ'_{v0} - ефективні вертикальні напруження, кПа
- Q_t - нормований опір під конусом, МПа
- K_0 - коефіцієнт бокового тиску, д.о.
- s_u - недренована міцність на зсув, кПа
- E - модуль деформацій, МПа
- M - модуль стисливості, МПа
- I_p - число пластичності, д.о.
- I_L - показник текучості, д.о.
- c_v - коефіцієнт консолідації, д.о.
- C_c - індекс стиснення, д.о.

З виміряних даних DMT можна отримати такі показники:

- I_D - дилатометричний індекс матеріалу, д.о.
- K_D - індекс горизонтальних напружень, д.о.
- E_D - дилатометричний модуль, МРа
- K_0 - коефіцієнт бокового тиску, д.о.
- OCR - коефіцієнт преконсолідації, д.о.
- M_{DMT} - модуль стисливості, МПа
- s_u (c_u) - недренована міцність на зсув, kPa
- φ' - ефективний кут внутрішнього тертя, град.
- σ'_{v0} - ефективні вертикальні напруження, кПа.

Для порівняння отриманих параметрів ґрунтів використовували дані вимірювань, взятих з реального об’єкта. Випробування проводили для зв’язних ґрунтів *“пилуваті піски - суглинки, супіски”* та для *“ органічних ґрунтів і глин”* на глибині від 2.6 до 6 м (Бондарева Л. та інші, 2024). Залягання більш слабких ґрунтів виявлено за допомогою CPTu.

Для порівняння було обрано 3 параметри

ґрунту: коефіцієнт преконсолідації OCR, модуль стисливості M, недренована міцність на зсув s_u.

Порівняння коефіцієнта преконсолідації OCR.

Результати порівняння закономірності розподілу значень коефіцієнта преконсолідації OCR з глибиною наведено на Рис. 3.

За даними, отриманими за допомогою CPTu, показник OCR (рис. 3) визначали за методиками Robertson та Mayne (Grabar, K., 2022):

$$OCR=k\frac{q_t-\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}=\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

де k – коефіцієнт, д.о. :

$$k=\left[\frac{Q_{t1}^{0.2}}{0.25*(10.5+7logF_r)}\right]^{1.25} \quad (2)$$

F_r - нормований коефіцієнт тертя, д.о.:

$$F_r=[(f_s/(q_t-\sigma_{vo})]*100\% \quad (3)$$

Q_t - нормований опір під конусом, МПа:

$$Q_t=(q_t-\sigma_{vo})/\sigma'_{vo} \quad (4)$$

q_t - скоригований опір конуса, МПа:

$$q_t=q_c-u_2(1-a) \quad (5)$$

a - коефіцієнт чистої площі, д.о.

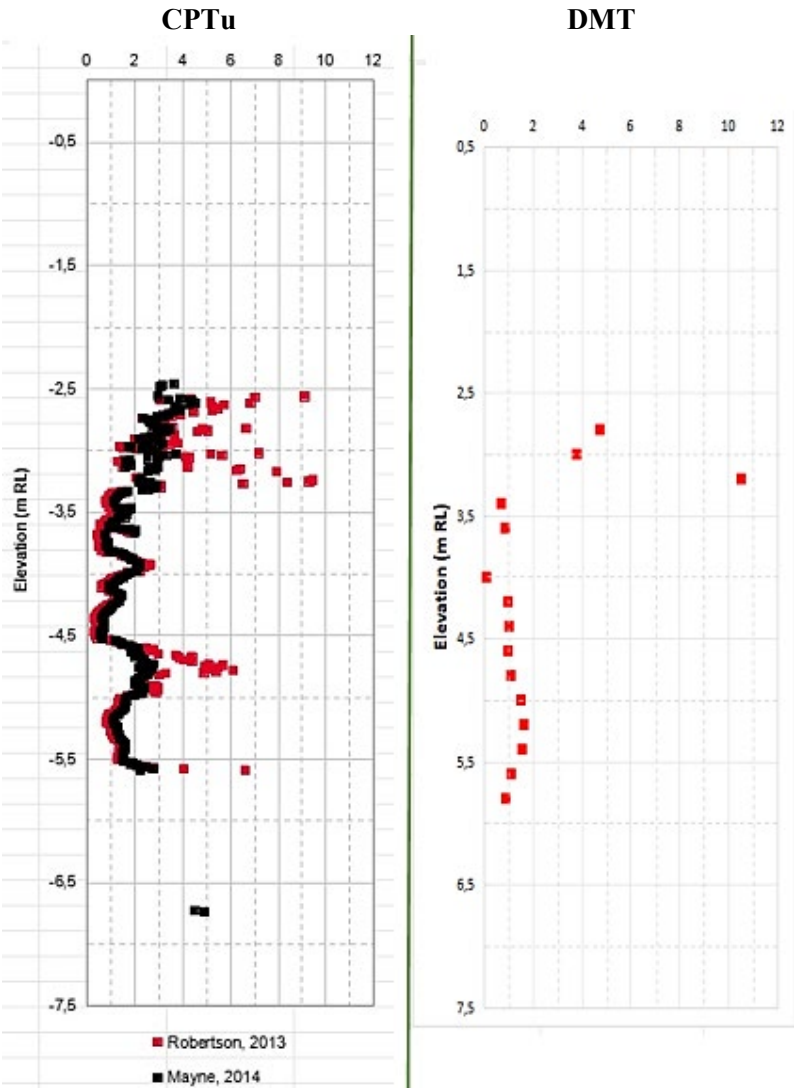


Рис.3. Порівняння OCR
Fig.3. Comparison OCR

σ_{v0} - повні вертикальні напруження, кПа:

$$\sigma_{v0}=\Sigma(zi*yi) \quad (6)$$

y_i - маса одиниці ґрунту і-го шару
z_i - глибина і-го шару від поверхні землі, м

$$\sigma'_{v0}=\sigma_{v0} - u_2 \quad (7)$$

σ'_{v0} - ефективні вертикальні напруження, кПа
σ'_p - напруження попередньої консолідації, кПа:

$$\sigma'_p=0.33(q_t-\sigma_{v0})^m\ (Pa/100)^{1-m} \quad (8)$$

m - степеневий показник:

$$m=1-\frac{0.28}{1+(I_c/2.65)^{25}} \quad (9)$$

I_c - індекс консистенції ґрунту, д.о.:

$$I_c=((3.47-\log Q_t)^2+(\log F_r+1.22)^2)^{0.5} \quad (10)$$

За даними, отриманими за допомогою DMT, показник OCR визначали за формулою:

$$OCR=(0.5K_D)^{1.56} \quad (11)$$

K_D - індекс горизонтальних напружень, д.о.:

$$K_D=P_0-u_0/\sigma'_{v0} \quad (12)$$

u_0 - поровий тиск, кПа

Коефіцієнт преконсолідації OCR на глибині 2,7…3,7 м для DMT і CPTu є близьким за значенням.

На глибині 4 м OCR_{DMT} має значення майже 0. В той час як OCR_{CPTu} має значення від 2 до 3х одиниць.

На глибині від 4,5м до 5 OCR_{DMT} має значення близько 1,1 од. В той час як $OCR_{CPTu(Mayne)}$ має значення близько 2,5 од., а $OCR_{CPTu(Robertson)}$ сягає 5 од.

Інтерпретація OCR за даними випробувань DMT має більш плавну лінію, в той час як інтерпретація OCR за даними випробувань має стрибки показано на Рис. 3. Особливо відрізняються данні на позначці 4,8 де OCR_{DMT} = 1,1 од. $OCR_{CPTu(Mayne)}$ = 2,5 од. $OCR_{CPTu(Robertson)}$ = 5,5. Відповідно $OCR_{CPTu(Mayne)} > OCR_{DMT}$ в 2,3 рази, а $OCR_{CPTu(Robertson)} > OCR_{DMT}$ в 5 разів. Наявність таких стрибків пов'язана з більшою частотою вимірів методом CPTu, та різними ділянками для вимірювання. Що дає змогу зустріти більш щільні відкладення або тверді вкраплення в певних місцях вимірювань. Вимірювання CPTu та DMT в межах однієї ділянки проводятся на відстані 1-2м.

Порівняння модуля стисливості *M*.

Результати порівняння закономірності розподілу значень модуля стисливості M з глибиною наведено на рис. 4.

За даними, отриманими за допомогою CPTu, модуль стисливості M визначали за формулою:

$$M=\alpha_M(q_t-\sigma_{v0}) \quad (13)$$

α_M - змінюється в залежності від Q_t.:

при умові, що $I_c > 2,2$ (дрібнозернисті ґрунти) приймають:
$\alpha_M = Q_t$ якщо $Q_t < 14$
$\alpha_M = 14$ якщо $Q_t > 14$

За даними, отриманими за допомогою DMT, модуль стисливості M, МПа визначали за формулою:

$$M_{DMT}=R_M \cdot E_D \quad (14)$$

E_D - дилатометричний модуль, МПа

$$E_D=34.7(P_1-P_0) \quad (15)$$

R_M визначається від:
якщо $I_D \le 0.6$ $R_M=0.14+2.36\log K_D$
якщо $I_D \ge 3$ $R_M=0.5+2\log K_D$
якщо $0.6 < I_D < 3$ $R_M=R_{M,0}+(2.5-R_{M,0})\log K_D$
при $R_{M,0}=0.14+0.15(I_D-0.6)$
якщо $K_D > 10$ $R_M=0.32+2.18\log K_D$
якщо $R_M < 0.85$ $R_M=0.85$

I_D - дилатометричний індекс матеріалу, д.о.:

Графік порівняння модуля стисливості *M* показано на Рис. 4 повторює поведінку графіку порівняння OCR, ця закономірність збе-

$$I_D=P_1-P_0/P_0-u_0 \quad (16)$$

рігається як для розрахунків на основі вимірювань DMT, так і для CPTu.

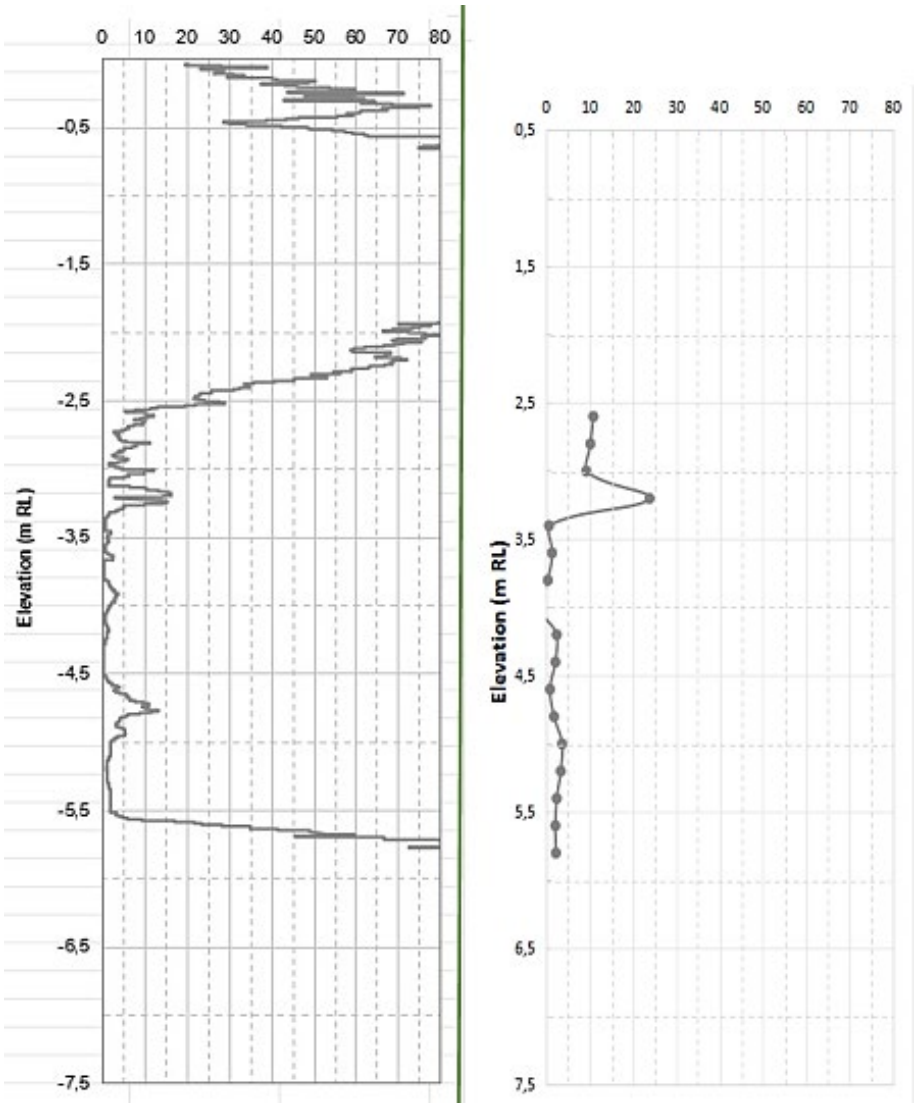


Рис.4. Порівняння модуля стисливості *M,* МПа
Fig.4. Comparison constrained modulus *M,* MPa

На глибині 3,2 м M_{DMT} має показник 23,8 МПа, в той час M_{CPTu} 16,2 МПа. Що майже в 1.5 разів більше.

На глибині 4,8 м M_{DMT} має показник 1,9 МПа та зберігає плавність лінії, в той час M_{CPTu} дорівнює 11,5 МПа і має стрибок на графіку. На інших глибинах показники близькі за значеннями. Це вказує на коректність ітерпритації данних за рахунок аналізу двох різних методик випробувань.

Порівняння недренованої міцності на зсув s_u.

Результати порівняння закономірності розподілу значень недренованої міцності на зсув s_u з глибиною наведено на Рис. 5.

За даними отриманими за допомогою CPTu, недреновану міцність на зсув s_u, визначали за формулою:

$$s_u=q_t-\sigma_{v0}/N_{kt} \quad (17)$$

де N_{kt} – коефіцієнт конуса:

$$N_{kt}=10.5+7\log F_r \quad (18)$$

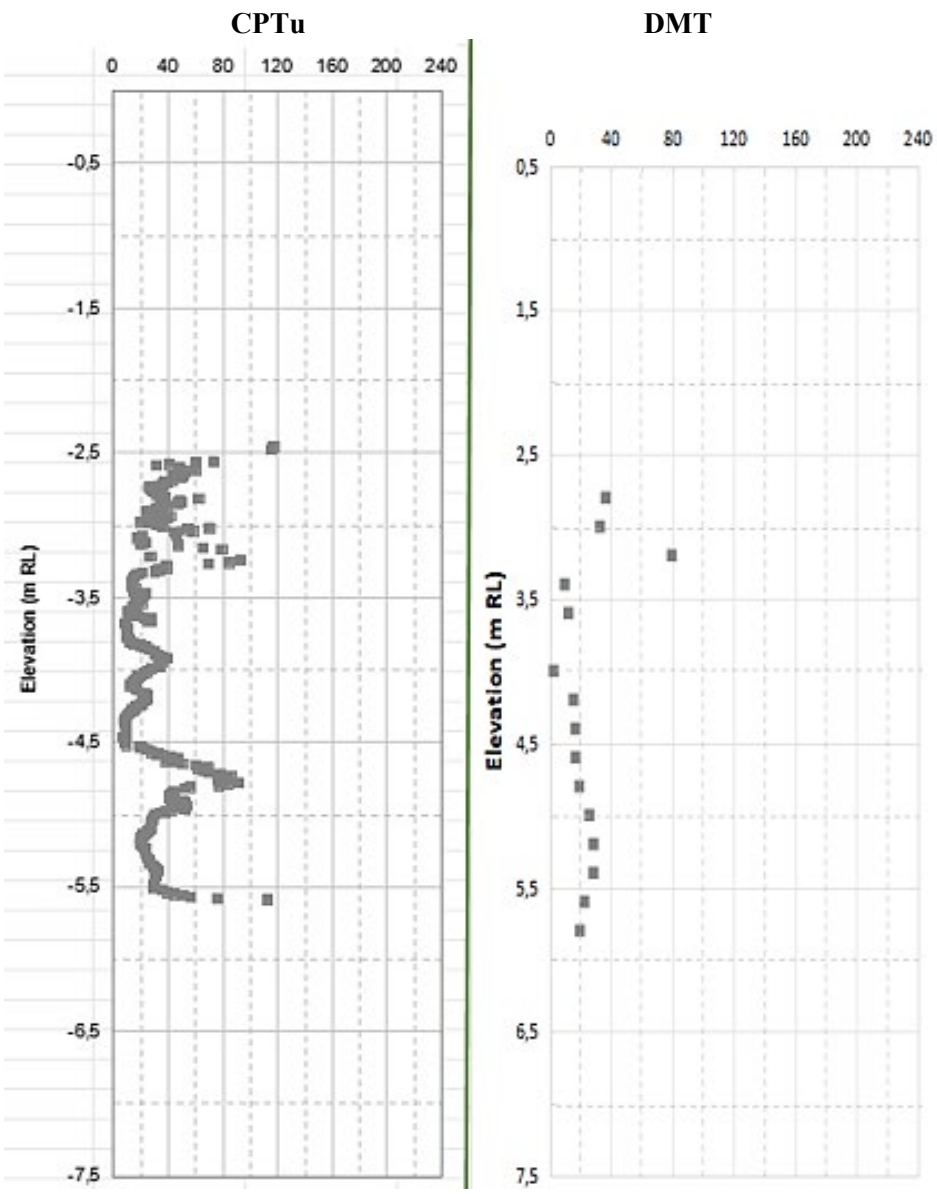


Рис.5. Порівняння недренованої міцності на зсув s_u, кПа
Fig.5. Comparison Undrained Shear Strength s_u, kPa

За даними, отриманими за допомогою DMT, недренована міцність на зсув s_u, кПа визначається за формулою:

$$s_u=0.22\sigma'_{v0}\,(0{,}5K_D)^{1.25} \qquad (19)$$

Недренована міцність на зсув s_u на відмітці 4.8 м має яскраво виражений пік на графіку CPTu, чого не спостерігається на графіку DMT. Розбіжність складає 4,8 рази: показник на основі вимірювань DMT складає s_u=19,2 кПа, а показник на основі вимірювань CPTu відповідно s_u=91,7 кПа (рис. 5).

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проаналізовано інтерпретації параметрів ґрунту, що одержуються за допомогою методик статичного зондування CPTu та дилатометричних випробувань DMT.

Виконано порівняння розрахункових значень наступних показників: коефіцієнт преконсолідації OCR, модуль стисливості M та недренована міцність на зсув s_u.

Отримано відмінності між методами, зокрема виражену дискретність результатів CPTu на деяких проміжках свердловини, у

порівнянні з більш плавною поведінкою даних на графіку, отриманих методом DMT в слабких ґрунтах. Це може бути обумовлено особливостями методики збору та інтерпретації даних CPTu. Такі різкі стрибки на графіку у визначених параметрах можуть виникати в зв'язку з більшою частотою вимірів методом CPTu, та різними ділянками для вимірювання. Що дає змогу зустріти більш щільні відкладення або тверді вкраплення в певних місцях вимірювань.

Також порівняння графіків на інших глибинах, в межах випробувань, вказує на близькі за значеннями показники. Це вказує на коректність інтерпретації даних за рахунок аналізу двох різних методик випробувань.

Виявлено за результатами аналізу перевагу використання комбінованого підходу та калібрування емпіричних кореляцій для забезпечення достовірності отриманих ґрунтових параметрів, що є важливим для числового моделювання взаємодії основ і фундаментів та оптимізації інженерних рішень.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бондарева, Л., Зіменко, І. & Бондарев, К. (2024) Інтерпретації даних сучасних методів польових досліджень ґрунтів *Основи та фундаменти*, 48, 61-74. DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.61-74

2. Grabar, K., Strelec, S., Špiranec, M., & Dodigović, F. (2022). CPT–DMT correlations on regional soils from Croatia. *Sensors*, 22(3), 934. https://doi.org/10.3390/s22030934

3. Mayne, P.W. (2007) NCHRP Synthesis 'Cone Penetration Testing State-of Practice'. *Transportation Research Board Report Project,* 20-05. 118 p. www.trb.org

4. Monaco, P., Marchetti, S., & Totani, G. (2007). The Flat Dilatometer Test (DMT): Design applications and recent developments. In *Proceedings of the 10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics* (pp. 516–520). International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

5. Robertson, P.K. & Cabal, K. (2022). Guide to cone penetration testing. 7th edition. *Gregg Drilling LLC.* 164 p. https://www.cpt-robertson.com/PublicationsPDF/CPT-Guide-7th-Final-SMALL.pdf

6. Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Can. Geotech J.* 46: 1337-1355. doi: 10.1139/T09-065

7. Robertson, P.K. (2015). Soil behavior type using the DMT. Gregg Drilling & Testing Inc. Retrieved from internal conference material.

REFERENCES

1. Bondareva, L., Zimenko, I. & Bondarev, K. (2024) Interpretatsii danykh suchasnykh metodiv polovykh doslidzhen gruntiv [Interpretation of the data of modern methods of field soil research] *Osnovy ta Fundamenty*, 48, 61-74. DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.61-74 (in Ukrainian)

2. Grabar, K., Strelec, S., Špiranec, M., & Dodigović, F. (2022). CPT–DMT correlations on regional soils from Croatia. *Sensors*, 22(3), 934. https://doi.org/10.3390/s22030934

3. Mayne, P.W. (2007) NCHRP Synthesis 'Cone Penetration Testing State-of Practice'. *Transportation Research Board Report Project,* 20-05. 118 p. www.trb.org

4. Monaco, P., Marchetti, S., & Totani, G. (2007). The Flat Dilatometer Test (DMT): Design applications and recent developments. In *Proceedings of the 10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics* (pp. 516–520). International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

5. Robertson, P.K. & Cabal, K. (2022). Guide to cone penetration testing. 7th edition. *Gregg Drilling LLC.* 164 p. https://www.cpt-robertson.com/PublicationsPDF/CPT-Guide-7th-Final-SMALL.pdf

6. Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Can. Geotech J.* 46: 1337-1355. doi: 10.1139/T09-065

7. Robertson, P.K. (2015). Soil behavior type using the DMT. Gregg Drilling & Testing Inc. Retrieved from internal conference material.

Comparison of interpretations of data obtained using CPTu and DMT.

Veronika ZHUK
Kostiantyn BONDAREV
Oleksandr PIATKOV

Summary The study examines the features of modern methods of engineering geological research using static probing CPTu and dilatometric testing DMT, which are increasingly being introduced into Ukrainian geotechnical practice as high-precision

field methods for obtaining calculated parameters of the soil environment.

The CPTu method is based on continuous immersion of a cone penetrometer with determination of the resistance under the cone qc, the frictional resistance (side surface friction) fs and the pore pressure u2 (determined by a special sensor).

The DMT method consists of measuring the pressure (P0, P1, P2) using a steel vane with a movable expanding membrane. The obtained data are analyzed through empirical correlations to determine the calculated values of the strength and deformability indicators of soils.

To compare the obtained soil parameters, data based on field measurements were used. The tests were conducted in the soil range “from silty sand to sandy dust” and “from organic soils to clays” at a depth of 2.6 to 6 m.

The following parameters were compared within the study: preconsolidation ratio OCR, compressive modulus M, and undrained shear strength s_u.

The specifics of measurements and interpretations for each method were analyzed. Differences between the methods were obtained, in particular, the pronounced discreteness of CPTu results compared to the smoother behavior of data obtained by the DMT method in weak soils.

It has been established that the interpreted data by CPTu are characterized by increased discreteness, i.e. sharp fluctuations of values, which are associated with the influence of pore pressure and the peculiarity of the design that measures the data. This does not always correct reflection of changes in soil properties.

In contrast, data obtained using DMT demonstrates a more stable and smooth change in parameters with depth, which is due to a different mechanism of action and direct measurement of the soil deformation modulus.

A conclusion is made regarding the feasibility of using an integrated approach combining the results of both methods, as well as the need for correct calibration of empirical dependencies.

The study emphasizes the need for an integrated approach and calibration of empirical correlations to increase the reliability of geotechnical parameters, which is critically important for optimizing engineering solutions in foundation design.

Keywords. cone penetration test (CPTu), dilatometer test (DMT), designed soil parameters, data interpretation, field tests.

Проблеми термінології у цивільній інженерії

Юрій КІРІЧЕК

Український державний університет науки і технологій,
24 а, вул. Професора Петрова, Дніпро, Україна, 49005,
yakirichek@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1573-0706

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.106-112

Анотація. Професійна термінологія українських вчених та фахівців геотехніків формувалась раніше російською мовою в рамках, визначених радянською владою, бо як наука так і вища освіта не мали права застосовувати українську мову. Тому, після розпаду Радянського Союзу згідно закону «Про вищу освіту» підручники та національна наука незалежної України формувались природним чином – шляхом перекладу українською існуючих наукових положень. Між тим, радянська наука розвивалась у часи холодної війни за залізною завісою від заходу, практично без можливості науково-технічного обміну. Це привело до суттєвих розбіжностей розвитку цілих галузей науки. Зараз, на шляху інтеграції до Європейського союзу значно зросло співробітництво із європейськими колегами і порозуміння при спілкуванні англійською мовою є дуже важливим. Тому ця праця направлена на пошук шляхів уніфікації національної термінології у сфері будівництва, зокрема у геотехнічній інженерії, до рівня, прийнятного нашими західними колегами, які керуються в роботі європейськими стандартами.

Терміни «цивільна інженерія» та «геотехніка», які прийшли в нашу професійну діяльність відносно недавно, застосовуються в Україні нажаль некоректно навіть затвердженими нормативними документами. Досить дивно виглядають з точки зору англомовної термінології вирази «будівництво та цивільна інженерія», а також «геотехніка та фундаментобудування», бо будівництво є складовою цивільної інженерії, а фундаментобудування є складовою геотехнічної інженерії. Також слід враховувати різницю між термінами «геотехніка» та «геотехнічна інженерія», бо перша розглядає відповідні фундаментальні засади, а друга – прикладне застосування цих наукових засад.

Дисципліна «основи та фундаменти» відома

Юрій КІРІЧЕК
професор кафедри
автомобільних доріг,
геодезії та землеустрою
д.т.н., проф.

в західних вишах під назвою «foundations» і є значною складовою «geotechnical engineering». В той же час дослівний переклад «Bases and Foundations» не застосовується у професійній англійській літературі, окрім як російськомовними вченими, хоча слово «base» звісно інколи може використовуватися, але не так широко, як це у нас прийнято.

Нажаль, некоректне застосування професійної термінології має суттєві негативні наслідки, на які звернута увага.

Так Наказ Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України від 14.09.2011 № 1057 «Про затвердження Переліку наукових спеціальностей» об'єднує геотехнічну і гірничу механіку у наукову спеціальність 05.15.09 та відносить її до групи спеціальностей «Розробка корисних копалин» 05.15.00, в той час, коли геотехнічна механіка, фактично є теоретичною основою геотехніки і практичним інструментом геотехнічної інженерії, яка в свою чергу входить в групу спеціальностей «Цивільна інженерія». Також наукова спеціальність 04.00.07 «Інженерна геологія» віднесена цим наказом до групи геологічних наукових спеціальностей, хоча вона значно більше дотична до будівництва, а спеціальність 03.00.18 «Ґрунтознавство» взагалі віднесена до групи біологічних наукових спеціальностей. При цьому, наказ взагалі не містить групи спеціальностей «Цивільна інженерія», а група наукових спеціальностей 05.23.00. «Будівництво» не містить спеціальності «Геотехнічна інженерія». Таким чином, запропоновано від імені

конференції звернутися до Міністерства освіти і науки України із пропозицією про внесення відповідних змін до Наказу від 14.09.2011 № 1057 «Про затвердження Переліку наукових спеціальностей».

На основі аналізу законодавчого регулювання діяльності громадських організацій запропонована нова назва національної громадської організації «Українська громадська організація з механіки ґрунтів та геотехнічної інженерії» для обговорення учасниками конференції.

Ключові слова. Термінологія, цивільна інженерія, геотехніка, геотехнічна інженерія, основи та фундаменти.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

З розвитком сучасних комп'ютерних та комунікаційних технологій суттєво зросло спілкування з іноземними колегами, що за традицією здійснюється англійською мовою. Значно розширилось міжнародне співробітництво, збільшились можливості наукового обміну та освіти іноземних студентів. Національні нормативні документи та освітні програми приводяться у відповідність до стандартів Європейського Союзу, приєднання до якого обрано українським суспільством. Та в часи, коли національна наука та освіта розвивались в складі Радянського Союзу за залізною завісою холодної війни в умовах ізоляції від цивілізованого світу звісно виникли деякі розбіжності із західними колегами і у професійній методології. Це стосується, наприклад, класифікації ґрунтів, деяких методів визначення їх характеристик та розрахункових моделей. Будівельні терміни (визначення) в українській технічній літературі, які розроблені у радянські часи, були закріплені раніше російською мовою в освітніх програмах та нормативній літературі. Бо наука та вища освіта за радянських часів не мали права використовувати нашу національну мову, а після отримання незалежності та прийняття закону Про вищу освіту національні підручники створювались головним чином шляхом перекладу з російської мови (Зоценко та ін., 1992), коли теж не було одностайності серед українських фахівців, бо фундаменти, як ми пам'ятаємо, на нормативному рівні ще недавно намагалися називати підвалинами. З цих причин при дослівному, а не змістовному перекладі на англійську мову нашого технічного тексту можна не отримати розуміння з боку іноземних колег. Звісно, наші колеги із Східної Європи можуть бути знайомими з такого роду проблемами, та коли ми розраховуємо на розуміння з боку широкого загалу західних фахівців, ми повинні використовувати зрозумілу для всіх термінологію. Саме з цією метою підготовлена ця доповідь, у автора немає бажання нав'язати свою точку зору, більше хотілося б звернути увагу на деякі незаперечні факти та запросити до дискусії щодо менш однозначних питань.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розпочнемо з терміну «Civil engineering» або «Цивільна інженерія», це визначення спочатку виникло у минулі часи, на думку багатьох вчених, як альтернатива військовій інженерії, де під час будівництва грандіозних фортифікаційних споруд вперше застосовувались деякі базові положення механіки ґрунтів у будівництві важких фортець, високих насипів та підпірних стін. І це не дивно, бо нажаль, саме війни просувають розвиток технологій. І таким чином, з часом цивільна інженерія складові якої наведені на Рис.1, як гілка інженерної діяльності, охопила різні види спеціальностей (Hansen K.L., 2024). Це будівельні конструкції, технологія та менеджмент у будівельній галузі; геотехнічна інженерія; транспортне будівництво; гідротехнічні споруди, порти та водні шляхи; міська та муніципальна інженерія; екологія тощо. Із цього переліку витікають деякі безперечні висновки. З точки зору англомовної термінології, звідки запозичений термін «цивільна інженерія», некоректним є формулювання «Будівництво та цивільна інженерія», бо будівництво саме є частиною цивільної інженерії. Це все одно, що писати «будівельники та люди», бо звісно будівельники – це люди. Або, як у нас кажуть це масло масляне. Таким чином, визначення «цивільна інженерія та будівництво» може бути не сповна зрозумілим для західних вчених,

бо більшість з них незнайомі із нашими проблемами.

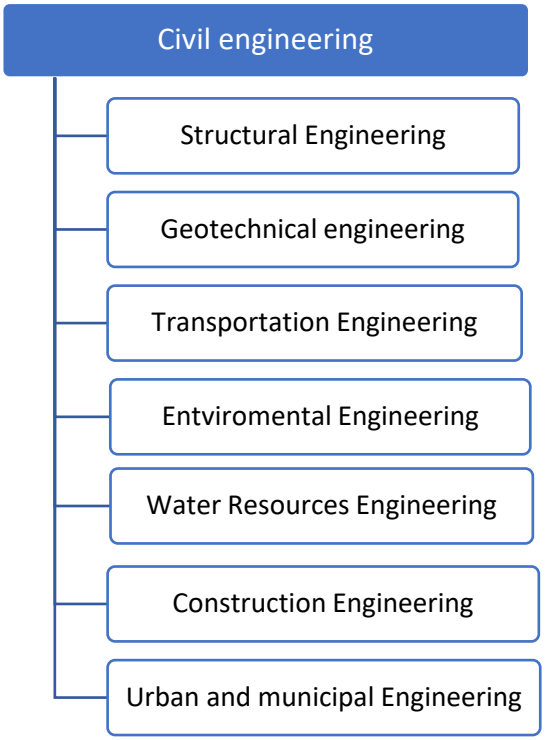


Рис. 1. Складові цивільної інженерії.
Fig.1. Components of civil engineering.

І дослівний, а не змістовний переклад нау-кових та технічних положень англійською може негативно впливати на сприйняття ре-зультатів наших наукових досліджень, в тому числі і під час рецензування статей по-даних до журналів. До речі термін «construction» більше застосовується до про-цесу проектування, зведення, експлуатації (ремонту та зносу) будівель, споруд та ін-фраструктури, а не як спеціальність. В той же час англомовна назва «Цивільна інжене-рія» охоплює звичну нам спеціальність «Промислове та цивільне будівництво», хоча слово «цивільна» має різні змістові на-вантаження в українській та англомовній на-звах і англомовна назва спеціальності поши-рена на суттєво більшу сферу інженерної ді-яльності.

За визначенням підручника (Braja M. Das, 2008) «Geotechnical Engineering – is the subdiscipline of civil engineering that involves natural materials found close to the surface of earth. It includes the application of the principles of soil mechanics and rock mechanics to the design of foundations, retaining structures, and earth structures», відповідно українською «Геотехнічна інженерія є субдисципліною з цивільної інженерії, яка охоплює природні матеріали розташовані близько до поверхні землі, включає застосування принципів механіки ґрунтів та механіки гірських порід у проектуванні основ та фундаментів, підпірних споруд та ґрунтових будівельних конструкцій». З цього знову ж таки витікає, що некоректно писати «геотехніка та фундаментобудування», бо за визначенням друге є частиною першого і це знову масло масляне.

Можливо не мало б сенсу надавати цим питанням багато уваги, якби вони не мали суттєвих негативних наслідків для нашої професійної діяльності. Так, наприклад, відомий наказ МОН від 14.09.2011 № 1057 «Про затвердження Переліку наукових спеціальностей» на жаль об’єднує геотехнічну і гірничу механіку у наукову спеціальність 05.15.09 та відносить її до групи спеціальностей «Розробка корисних копалин» 05.15.00, в той час, коли геотехнічна механіка, фактично є теоретичною основою геотехніки і практичним інструментом геотехнічної інженерії, що є складовою цивільної інженерії підручника (Braja M. Das, 2008). В той же час, наша група наукових спеціальностей 05.23.00. «Будівництво» лише повторює старі назви спеціальностей і на великий жаль наказ не містить групу спеціальностей «Цивільна інженерія», спеціальності «Геотехніка» та «Геотехнічна інженерія», хоча коли точилося обговорення цього наказу було наше відповідне звернення до Міністерства. Та це ще, на жаль, далеко не все. Цей поважний наказ відносить наукову спеціальність 04.00.07 «Інженерна геологія» до групи геологічних наукових спеціальностей, хоча вона значно більше дотична до будівництва, а спеціальність 03.00.18 «Ґрунтознавство» як наведено в Табл. 1 взагалі віднесена до групи біологічних наукових спеціальностей, що не потребує коментарів для фахівців особливо з механіки ґрунтів.

Табл. 1. Перелік наукових спеціальностей згідно до Наказу Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України від 14.09.2011 № 1057

Table 1. List of scientific specialties according to the Order of the Ministry of Education and Science, Youth and Sports of Ukraine dated 14.09.2011 № 1057

Шифр	Спеціальність	Група спеціальностей
03.00.18	Ґрунтознавство	біологічні
04.00.07	Інженерна геологія	геологічні
05.15.09	Геотехнічна і гірнича механіка	розробка корисних копалин

Наступним аспектом є переклад спеціальності «Основи та фундаменти» англійською. Аналогом цієї назви у англомовній технічний літературі є «Foundation engineering» (Taylor & Francis, 2006) або «Foundations» (David F. McCarthy, 1993). Переклад з російської на англійську «Bases and Foundations», як наприклад, у широко відомій монографії Домініка Баркана, виданій у 1962 році англійською, використовують виключно російськомовні фахівці. Справа в тому, що термін «foundation» може означати, як «фундамент», так і «основа та фундамент» залежно від контексту. Зважаючи на це, термін «foundations» доцільно застосовувати для перекладу «основи та фундаменти», а «foundation engineering» для предмету «основи та фундаменти». Застосовувати «base» для визначення «ґрунтова основа» недоцільно тим більше так широко, як це у нас прийнято, бо це слово англійською може мати багато інших значень.

Зважаючи на викладені вище аргументи, на шляху інтеграції у європейську наукову спільноту бажано звернутися від імені нашої конференції до Міністерства освіти і науки України із пропозицією про внесення змін до Наказу від 14.09.2011 № 1057 «Про затвердження Переліку наукових спеціальностей» наведено в Табл. 2.

Табл. 2. Перелік наукових спеціальностей згідно до Наказу МОНУ від 14.09.2011 № 1057 та пропозиція щодо внесення змін

Table 2. List of scientific specialties in accordance with the MESU No. 1057 dated September 14, 2011 and proposal for amendments

	Редакція наказу	Пропозиція щодо внесення змін
05.23.00	Будівництво	05.23.00
05.23.01	Будівельні конструкції, будівлі та споруди	05.23.01
05.23.02	Основи і фундаменти	05.23.02
05.23.03	Вентиляція, освітлення та теплогазопостачання	
05.23.04	Водопостачання, каналізація	
05.23.05	Будівельні матеріали та вироби	
05.23.06	Технологія деревообробки, виготовлення меблів та виробів з деревини	
05.23.08	Технологія та організація промислового та цивільного будівництва	
05.23.16	Гідравліка та інженерна гідрологія	
05.23.17	Будівельна механіка	
05.23.20	Містобудування та територіальне планування	

Напередодні перереєстрації нашої Всеукраїнської громадської організації «Українське товариство механіки ґрунтів, геотехніки і фундаментобудування» (УТМГГФ) у зв'язку із відомими подіями точиться дискусія щодо нової назви. Згідно до вимог Статті 1 Закону України «Про громадські об'єднання, яким є фактично УТМГГФ, «Громадське об'єднання – це добровільне об'єднання фізичних осіб та/або юридичних осіб приватного права для здійснення та захисту прав і свобод, задоволення суспільних, зокрема економічних, соціальних, культурних, екологічних, та інших інтересів. Громадське об'єднання за організаційно-правовою формою утворюється як громадська організація або громадська спілка. Громадська організація – це громадське об'єднання, засновниками та членами (учасниками) якого є фізичні особи. Громадська спілка – це громадське об'єднання, засновниками якого є юридичні особи приватного права, а членами (учасниками) можуть бути юридичні особи приватного права та фізичні особи». Вимушений процитувати це для обґрунтування зміни назви нашого національного об'єднання геотехніків. Найменування громадського об'єднання складається з двох частин - загальної та власної назв. У загальній частині назви зазначається організаційно-правова форма громадського об'єднання («громадська організація», «громадська спілка»). Фактично, як об'єднання фізичних осіб ми це «Громадська організація». Власна назва громадського об'єднання може містити інформацію про статус громадського об'єднання («молодіжне», «всеукраїнське») та/або про його вид («екологічне», «правозахисне» тощо). Згідно до статті 19 Закону громадське об'єднання, зареєстроване в установленому законом порядку, може мати всеукраїнський статус за наявності у нього відокремлених підрозділів у більшості адміністративно-територіальних одиниць із 27, зазначених у частині другій статті 133 Конституції України. Підтвердження всеукраїнського статусу громадського об'єднання та відмова від такого статусу є добровільними. Відомості про всеукраїнський статус громадського об'єднання перевіряються щороку уповноваженим органом з питань реєстрації відповідно до відомостей Єдиного державного реєстру юридичних осіб, фізичних осіб – підприємців та громадських формувань. Зараз у складі нашого національного товариства є 10 відокремлених підрозділів, то відповідно, з урахуванням вище приведених вимог, ми не можемо розраховувати де факто на всеукраїнський статус згідно до Закону, але наша назва може розглядатися як «Українська громадська організація».

Щодо другої частини назви, то слід приймати до уваги, що за змістом підручники розділяють геотехніку (Braja M. Das, 2008), як науку, що розробляє відповідні фундаментальні основи науки та геотехнічну інженерію, як прикладну науку, яка розглядає практичне застосування таких наукових основ. Щодо назви нашої міжнародної організації «International Society for soil mechanics and geotechnical engineering» наші зарубіжні колеги надали перевагу у назві геотехнічній інженерії, тобто практичному застосування теоретичних основ геотехніки. І це зрозуміло, бо значну частку членів нашої міжнародної організації складають інженери геотехніки, саме вони впроваджують передові технології геотехнічної інженерії. Тому виглядало б дуже дивно, коли б Українські вченні та фахівці більшістю за своїм попереднім досвідом та освітою з інженерної геології, механіки ґрунтів, основ та фундаментів претендували б на розробку фундаментальних основ геотехніки. І з цього логічно витікає нова назва Української громадської організації «Ukrainian Society for soil mechanics and geotechnical engineering (USSMGE)» аналогічно до назви міжнародної організації, або «Українська громадська організація з механіки ґрунтів та геотехнічної інженерії».

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Від імені конференції звернутися до Міністерства освіти і науки України із пропозицією про внесення запропонованих змін до Наказу від 14.09.2011 № 1057 «Про затвердження Переліку наукових спеціальностей».

2. З урахуванням приведених аргументів рекомендувати повну назву нашої громадської організації «Українська громадська організація з механіки ґрунтів та геотехнічної інженерії».

3. Бажано провести дискусію у рамках XI Української конференції механіки ґрунтів і геотехніки щодо піднятих питань з термінології.

ЛІТЕРАТУРА

1. Зоценко М. Л., Коваленко В. І., Хілобок В. Г., & Яковлєв А.В. (1992) *Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи і фундаменти*. Київ Вища школа.
2. Hansen K.L. & Zenobia K.E. (2024) *Civil Engineer`s Handbook of Professional Practice*. John Wiley & Sons.
3. Braja M. Das. (2008) *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. Stamford: Cengage Learning.
4. Manjriker Gunarante (2006) *The Foundation Engineering. Handbook*. London: Taylor & Francis.
5. David F. McCarthy (1993) Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Basic Geotechnics. 4th ed., New Jersey: Prentice Hall.

REFERENCES

1. Zocenko M. L., Kovalenko V. I., Hilobok V. G. & Yakovlev A.V. (1992) Inzhenerna heolohiya, mekhanika gruntiv, osnovy i fundamenty [Engineering geology, soil mechanics, foundations and foundations]. Kyiv: VYSHCHA SHKOLA. (in Ukrainian).
2. Hansen K.L. & Zenobia K.E. (2024) Dovidnyk z profesiynoyi praktyky inzhenera-budivel′nyka [Civil Engineer`s Handbook of Professional Practice]. John Wiley & Sons.
3. Braja M. Das (2008) Osnovy heotekhniky [Fundamentals of Geotechnical Engineering]. Stamford: Cengage Learning.
4. Manjriker Gunarante (2006) Inzheneriya fundamentiv. Posibnyk. [The Foundation Engineering. Handbook]. London: Taylor & Francis.
5. David F. McCarthy (1993) Osnovy mekhaniky gruntu ta osnovy. Osnovy heotekhniky. 4-e vyd. [Essentials of Soil Mechanics and Foundations, Basic Geotechnics, 4th ed]. New Jersey: Prentice Hall.

Problems of terminology in civil engineering

Yuriy KIRICHEK

Summary The professional terminology of Ukrainian researchers and geotechnical specialists was previously formed in Russian within the framework established by the Soviet authorities, as both science and higher education were not allowed to use the Ukrainian language. Therefore, after the collapse of the Soviet Union, according to the Law on Higher Education, textbooks and national science of independent Ukraine were naturally formed by translation into Ukrainian. Meanwhile, during the Cold War, Soviet science developed behind the Iron Curtain from the West, with virtually no scientific and technical exchange. This led to significant differences in the development of entire fields of science. Now, on the way to integration into the European Union, cooperation with European colleagues has increased significantly, and mutual understanding in English is very important. The aim of this work is therefore to find ways of unifying national terminology in the field of civil engineering, particularly geotechnical engineering, to a level acceptable to our Western colleagues who are guided by European standards.

The terms «civil engineering» and «geotechnics», which are relatively recent additions to our profession, are used incorrectly even in approved regulatory documents. From the point of view of English terminology, the terms «construction and civil engineering» and «geotechnics and foundation engineering» seem rather strange, because construction is a part of civil engineering and foundation engineering is a part of geotechnics. The difference between the terms «geotechnics» and «geotechnical engineering» should also be taken into account, as the former deals with the relevant scientific foundations and the latter with the application of these scientific foundations.

The discipline of «soils and foundations» is known in Western universities as «foundations» and is an important component of «geotechnical engineering». At the same time, the research translation «Bases and Foundations» is never used in professional English literature, except by Russian-speaking scientists, although the word «base» is sometimes used, but not as often as in our country.

Unfortunately, the misunderstanding of professional terminology has significant negative consequences, which are highlighted. The Order of the Ministry of Education and Science, Youth and Sports of Ukraine dated 14.09.2011 ¹ 1057 «On

Approval of the List of Scientific Specialties» combines geotechnical and mining mechanics into the scientific specialty 05.15.09 and assigns it to the group of specialties «Development of mineral resources» 05.15.00, while geotechnical mechanics is actually the theoretical basis of geotechnics and a practical tool of geotechnical engineering. The scientific specialty 04.00.07 «Engineering Geology» is classified by the Order as a group of geological scientific specialties, although it is much more related to construction, and the specialty 03.00.18 «Soil Science» is generally classified as a group of biological scientific specialties. At the same time, the order does not include the group of specialties «Civil Engineering» at all, and the group of scientific specialties 05.23.00 «Construction» does not include the specialty «Geotechnical Engineering».

It was suggested that on behalf of the Conference to address the Ministry of Education and Science of Ukraine with a proposal to introduce appropriate amendments to the Order of 14.09.2011 № 1057 «On Approval of the List of Scientific Specialities».

Based on the analysis of the legislative regulation of the activities of public organisations, a new name of the national public organisation «Ukrainian Public Organisation of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering» is proposed for discussion by the conference participants.

Keywords. Terminology, civil engineering, geotechnics, geotechnical engineering, foundations.

Цифрові технології при виконанні реставраційних робіт підземних комплексів

Микола КОРЗАЧЕНКО[1], Тімур ГАНЄЄВ[2], Ігор ПЕТРЕНКО[3]

Національний університет «Чернігівська політехніка»
95, вул. Шевченка, Чернігів, Україна, 14035,
[1]korzachenko_87@stu.cn.ua, orcid.org/ 0000-0002-5674-8662
[2]t.ganeev@stu.cn.ua, orcid.org/ 0009-0006-2041-1685
[3]igor.petrenko0511@stu.cn.ua, orcid.org/ 0009-0006-2103-4324

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.113-122

Анотація. Представлено результати обстеження та створення цифрової моделі підвальних приміщень на прикладі Будинку полкової канцелярії в м. Чернігів. На основі обробки цифрових даних створено самостійні хмари точок для кожного приміщення частини підвального комплексу. Отримані дані інтегровані в єдину систему координат, використовуючи цифрову модель як основу для просторового вирівнювання. Метою роботи є обстеження та створення цифрової моделі підземних приміщень на прикладі Будинку полкової канцелярії з подальшою розробкою реставраційних робіт. Роботи проведені за підтримки Національного заповідника «Чернігів стародавній».

Для Будинку полкової канцелярії було обрано технологію оптичного сканування з інфрачервоним структурованим світлом VCSEL. Також використовувався сканер EINSTAR-SHINING 3D. Проведені лабораторні випробування підтвердили, що стандартне відхилення похибки при скануванні плоского об’єкта на відстані 1,4 метри не перевищує 3 мм.

Даний метод базується на інтегрованому підході до створення 3D-цифрової моделі підземних приміщень з подальшим застосуванням BIM-технологій та пропонується для спрощення розробки проєктної документації з реставрації об’єкту та точнішому відтворенню архітектурних особливостей.

На основі проведеної роботи отримано цифрову модель вхідної групи і двох підвальних приміщень.

Використання цифрових методів, таких як 3D-сканування, лазерне знімання та георадарні дослідження, значно підвищує точність фіксації геометричних параметрів та стану підземних споруд.

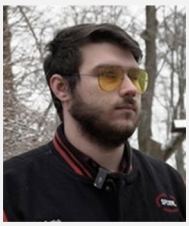
Створення цифрових моделей об'єктів (BIM-технології) дозволяє ретельно аналізувати стан конструкцій, прогнозувати потенційні ризики та планувати реставрацій-ні роботи з мінімальним втручанням у первісну структуру.

Цифрові технології сприяють створенню детальних архівів підземних комплексів, що є важливим етапом для їх подальшого збереження, реконструкції та популяризації серед дослідників та громадськості.

Ключові слова. Підземні комплекси, реставраційні роботи, BIM-технології, 3D-сканування, 3D-моделі, хмара точок.

Микола КОРЗАЧЕНКО
доцент кафедри технологій зварювання та будівництва
к.т.н.

Тімур ГАНЄЄВ
доцент кафедри технологій зварювання та будівництва
к.т.н., доц.



Ігор ПЕТРЕНКО
асистент кафедри технологій зварювання та будівництва

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Існують складнощі з обстеження та обміру підземних комплексів. Деякі підземні споруди можуть бути важкодоступними або частково засипаними. Нестабільність конструкцій: ризик обвалів, просідання ґрунту. Відсутність природного освітлення ускладнює огляд та точний обмір, складно визначити орієнтацію у великих розгалужених комплексах. Використання традиційних методів (рулетки, теодоліти) є трудомістким і потребує багато часу. Використання лазерного сканування або дронів у закритих просторах може бути ускладнене через нерівності поверхонь, вузькі проходи, відбиття сигналів. Висока вологість може пошкодити обладнання. Відсутність точних або актуальних планів підземних споруд. Складність у поєднанні нових даних із наявною картографічною інформацією.

Для мінімізації цих ризиків використовують сучасні технології – 3D-сканування.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є обстеження та створення цифрової моделі підземних приміщень на прикладі Будинку полкової канцелярії в м. Чернігів з подальшою розробкою реставраційних робіт.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В Україні є багато підземних комплексів, що мають історичне, культурне та туристичне значення. Вони включають печерні монастирі, катакомби, шахти, бункери, розгалужені підвальні приміщення та навіть давні підземні міста (Панкратова Н. Д., Гайко Г. І. & Савченко І. О., 2020).

Києво-Печерська лавра (м. Київ) один із найвідоміших православних монастирських комплексів у світі, заснований у XI столітті. Печери лаври використовувалися як місце для усамітнення монахів, а згодом стали усипальницею. Тут зберігаються мощі святих. Печери поділяються на Ближні (313 м) і Дальні (293 м).

Одеські катакомби (м. Одеса) – найдовша у світі система штучних підземних ходів (~2,5…3 тис. км), що виникли через видобуток вапняку.

Підземелля Львова (м. Львів) – унікальна мережа підземних ходів і приміщень, які утворилися внаслідок розширення та забудови міста. Цікаві об’єкти: Підземелля Домініканського собору, Єзуїтського монастиря, аптеки-музею, а також печери в районі Високого замку.

Бакотський печерний монастир (Хмельницька обл.). Висічений у скелях на березі Дністра, заснований у XI столітті. Частково затоплений після створення Дністровського водосховища.

Соледарські та Артемівські соляні шахти (Донецька обл.). Видобуток солі тут ведеться понад 100 років, а в глибинах шахт створено унікальні підземні зали. У шахтах проводяться концерти завдяки унікальній акустиці, а також тут є підземний санаторій для лікування захворювань дихальної системи.

Змієві печери (Харківська обл.). Печерний комплекс, висічений у крейдяних породах, ймовірно, слугував сховищем для населення у давні часи.

Кам’янець-Подільські підземелля (Хмельницька обл.). Включають таємні ходи та сховища, зокрема у фортеці та житлових будівлях. За легендами, деякі ходи ведуть далеко за межі міста.

Печери Криму (Мармароська, Червона, Еміне-Баїр-Хосар). Карстові печери з унікальними сталактитами, сталагмітами, підземними озерами. Печера Еміне-Баїр-Хосар зберігає рештки давніх тварин, включаючи мамонтів.

Ужгородські підземелля (Закарпаття). Лабіринти під Ужгородським замком, які використовувалися як сховища та катівні.

Підземний Львів-2 – Дніпровські тунелі (Дніпро). Залишки підземної залізниці, створеної під час Другої світової війни.

Антонієві печери в м. Чернігові – пам’ятка підземної культової архітектури XI-XIX століть. Засновані в 1069 році як печерний християнський монастир князем

Святославом Ярославичем і церковним діячем Антонієм Печерським.

Після утворення провалля в 2002 році неподалік храму Всіх Святих в Ніжині було виявлено підземні тунелі та приміщення (деякі заввишки чотири метри), які мають площу близько 200 квадратних метрів.

Окрім даного переліку існує ще багато інших стародавніх підземель, більшість з яких не досліджені та не виявлені, такі об’єкти стають відомими лише після часткового їх обвалення та утворення провалля на територіях. Також існує велика кількість підвальних приміщень історичних будівель, які також знаходяться в незадовільному стані.

Ці комплекси є не лише історичною спадщиною, а й важливими об'єктами для дослідження, реставрації та туристичного розвитку. Дослідження штучних печер та підземних комплексів, а також їх захист та збереження залишається актуальною проблемою сучасних наукових досліджень (Korzachenko M., 2022).

Для спрощення розробки проєктної документації з реставрації об’єкту та точнішому відтворенню історичних особливостей пропонується метод, що базується на інтегрованому підході до створення 3D-цифрової моделі підземних приміщень з подальшим застосуванням BIM-технологій.

Запропонований метод був перевірений на частині підвалу Будинку полкової канцелярії (Будинок Мазепи) спорудженого у 1690-х роках на території Дитинця в м. Чернігів показано на Рис. 1, 2.

За останнє десятиліття 3D-цифрові моделі для віртуального доступу до культурної спадщини набули широкого використання через зростаючу зацікавленість до їхнього застосування як універсального сховища археологічних даних, матеріалів щодо збереження пам’яток, реконструктивних інтерпретацій втрачених будівель та поширення культурного контенту в мережі (Wang B. & Zhang F., 2024).

Рис.1. Загальний вигляд Будинку Полкової канцелярії.
Fig.1. General view of the Regimental Chancellery Building.

Рис.2. Загальний вигляд підвального приміщення.
Fig.2. General view of the basement premises.

Створення 3D-моделей підземних комплексів можна отримати точним відображення поточного стану об'єкту, використовуючи фотограмметрію, оптичне та лазерне сканування, з подальшим процесом моделювання та відтворення існуючих геометричних даних. Це дозволяє створювати точні цифрові моделі, які існують на даний час (Волошин В. У. та ін., 2021). Окрім цього можна виконувати 3D-цифрові реконструкції на основі архівних даних: фото, креслень, описів об'єктів, тощо.

На якість 3D-даних, отриманих за допомогою дистанційного оптичного пристрою, можуть впливати різні фактори. При плануванні знімання необхідно враховувати вибір обладнання, логістичні аспекти та умови навколишнього середовища. Ретельний аналіз цих факторів дозволяє оптимізувати процес 3D-зйомки та мінімізувати потенційні проблеми, які можуть виникнути під час роботи. Крім того, просторові обмеження та кліматичні умови відіграють важливу роль.

Для Будинку полкової канцелярії було обрано технологію оптичного сканування з інфрачервоним структурованим світлом VCSEL (Rapucaand A. & Matoušková E., 2023), яка реалізована у багатьох пристроях провідних виробників. У даному випадку використовувався сканер EINSTAR- SHINING 3D, який забезпечує оптимальне співвідношення між точністю, швидкістю роботи, вагою обладнання, його габаритами та вартістю. Проведені лабораторні випробування підтвердили, що стандартне відхилення похибки при скануванні плоского об'єкта на відстані 1,4 метри не перевищує 3 мм. Максимальна швидкість роботи пристрою становить дев'ятсот вісімдесят тисяч точок за секунду. Крім того, його вага не перевищує 0,5 кг, що дозволяє транспортувати обладнання у невеликій сумці.

Перед початком роботи було також розглянуто можливість використання щільного фотограмметричного знімання як альтернативи оптичному скануванню. Ця методика є ефективним засобом для створення текстурованих хмар точок, а її головна перевага полягає у мінімізації необхідного обладнання: для проведення знімання достатньо лише цифрової камери, штатива та ноутбука для перевірки даних. Однак, на момент планування роботи (грудень 2024 року) дана технологія значно поступається якістю цифрових моделей після обробки та точністю фіксації дефектів поверхні через низьку щільність хмари точок. З цієї причини було ухвалено рішення використовувати оптичний тип сканування для отримання максимально точних даних.

На об'єкті, перед початком роботи, було апробовано оптичний сканер та обладнання для фотограмметричної зйомки. Основним інструментом було обрано оптичне сканування, оскільки воно забезпечує високу метричну точність та надійність, що були підтверджені у попередніх дослідженнях. Водночас метод обробки зображень застосовувався в експериментальному режимі на окремих наборах даних.

Перед польовими роботами, у лабораторії НУ «Чернігівська політехніка», було проведено детальну перевірку продуктивності сканера. Проаналізовано якість отриманих даних, стабільність роботи пристрою та оптимальну робочу дистанцію. Аналогічне тестування виконувалося безпосередньо на об'єкті, де оцінювалися фактичні характеристики електронної та оптичної системи в умовах низької температури та підвищеної вологості. У процесі випробувань тестовими об'єктами слугували самі поверхні підземного комплексу. На основі цих даних було визначено оптимальні параметри сканування для різних дистанцій, що дозволило підвищити точність та ефективність роботи обладнання наведено в Табл. 1.

Табл. 1. Налаштування оптичного сканеру
Table 1. Optical scanner settings

Елемент	Робоча відстань, м	Роздільна здатність	
		Якість	Відстань між точками, мм
Поверхня конструкцій	1…1,4	низька	10
Поверхня конструкцій	0,6…0,8	середня	5
Поверхня конструкцій	0,4	висока	1

Під час попереднього огляду об'єкту було розроблено оптимальну траєкторію руху та позиції для оптичного сканування, що дозволило мінімізувати час збору даних і врахувати всі особливості архітектурних деталей.

Для роботи було обрано ділянку, яка включала вхідну групу (спуск в підвал), та два приміщення підвалу. Відповідно процес 3D-зйомки підвальної частини комплексу було розділено на 3 частини: сканування спуску до підвалу; сканування приміщення

№1, сканування приміщення №2. На першому етапі під час сканування вхідної групи робоча дистанція змінювалися залежно від елементів зі складною геометричною будовою. Сканування приміщень №1 та №2 вимагали більшої кількості позицій та ускладненої траєкторії руху сканера, це обумовлювалось наявністю ніш, віконних прорізів, виступаючих частин конструкцій, архітектурних елементів.

Після завершення етапу сканування було проведено обробку отриманих цифрових даних, у результаті було створено самостійні хмари точок для кожного приміщення частини підвального комплексу приведено на Рис. 3-6.

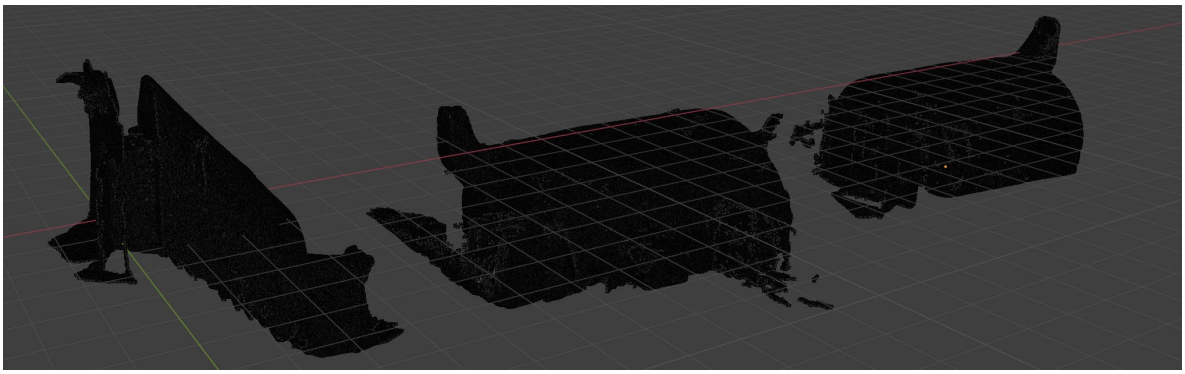


Рис.3. Хмари точок.
Fig.3. Point clouds.

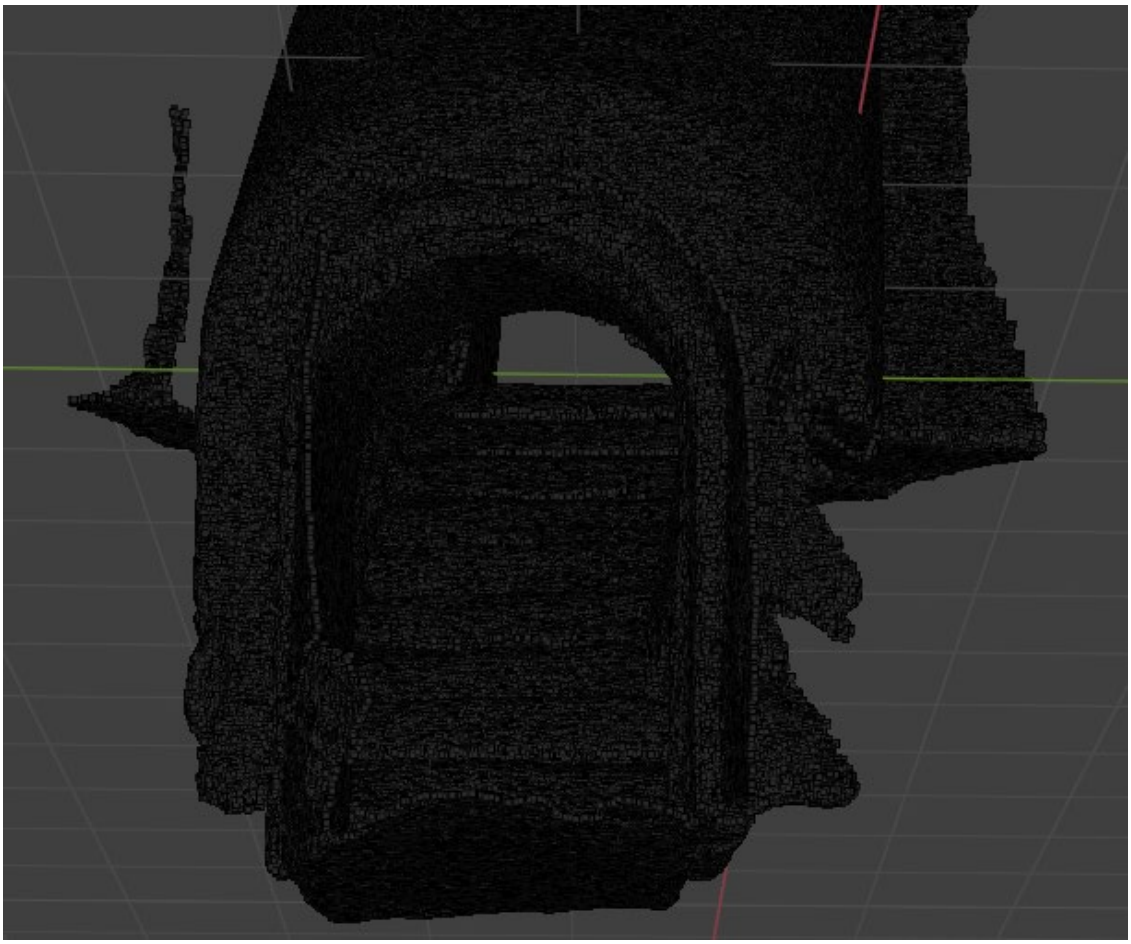


Рис.4. Вхідна група.
Fig.4. Input group.

Рис.5. Приміщення №1.
Fig.5. Room №1.

Рис.6. Приміщення №2.
Fig.6. Room №2.

Хмара точок – це набір просторових точок, отриманий за допомогою 3D-сканування об’єкта. Вона відображає точну геометрію будівлі, споруди або природного середовища, що використовується для створення цифрових моделей. Хмара точок складається з тисяч або мільйонів точок у тривимірному просторі, кожна з яких має координати (X, Y, Z). Додатково вони можуть містити: колірні дані (RGB) – для фотореалістичного представлення; інтенсивність відбитого сигналу – для аналізу матеріалів.

У BIM (Building Information Modeling) хмари точок можуть бути використані, як: створення цифрових моделей – точні 3D-моделі існуючих будівель або територій; реставрація та реконструкція – відтворення історичних пам’яток або застарілих конструкцій; порівняння проекту та реальності – перевірка відповідності будівництва проєктній документації; моніторинг змін – відстеження деформацій та пошкоджень будівель; інтеграція з BIM-середовищем – використання у програмах Autodesk Revit, Navisworks, ArchiCAD тощо.

Спочатку отримали хмару точок для ділянки спуску до підвалу, яку призначили початковою системою координат. Розширення цифрової моделі комплексу виконували приєднанням хмар точок наступних

приміщень, використовуючи ту ж систему координат, вирівнюючи нові сканування відповідно до траєкторії руху сканера.

На фінальному етапі всі отримані дані були інтегровані в єдину систему координат, використовуючи цифрову модель як основу для просторового вирівнювання показано на Рис.7-9.

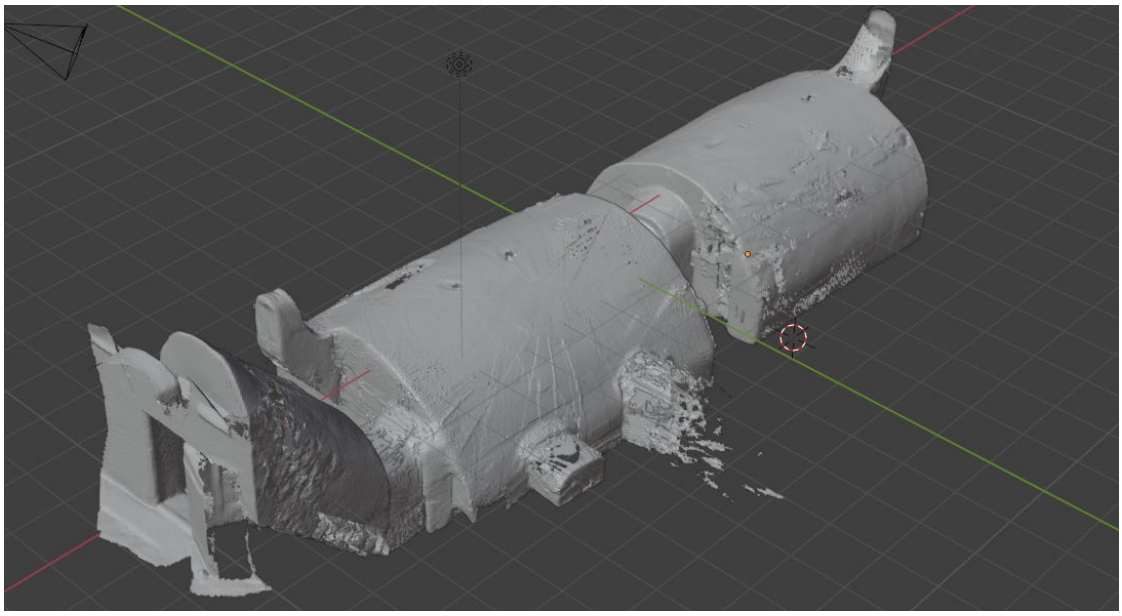


Рис.7. Результати обробки хмари точок.
Fig.7. Point cloud processing results.

Рис.8. Створення цифрового 3д двійника вхідної групи.
Fig.8. Creation of a digital 3D twin of the entrance group.

Рис.9. Створення цифрового 3д двійника приміщення №1.
Fig.9. Creation of a digital 3D twin of the Room №1.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Використання цифрових методів, таких як 3D-сканування, лазерне знімання та георадарні дослідження, значно підвищує точність фіксації геометричних параметрів та стану підземних споруд.

Створення цифрових моделей об'єктів (BIM-технології) дозволяє ретельно аналізувати стан конструкцій, прогнозувати потенційні ризики та планувати реставраційні роботи з мінімальним втручанням у первісну структуру.

Використання цифрових технологій зменшує ризики для дослідників, оскільки дозволяє здійснювати дистанційні вимірювання та віртуальні обстеження об'єктів, що перебувають у аварійному стані або є важкодоступними.

Цифрові технології сприяють створенню детальних архівів підземних комплексів, що є важливим етапом для їх подальшого збереження, реконструкції та популяризації серед дослідників та громадськості.

Використання цифрових методів дозволяє проводити реставраційні роботи з більшою точністю та передбачуваністю, що зменшує ймовірність помилок та знижує витрати на реалізацію проєкту.

Відправною точкою методу є реалістична цифрова модель, яка разом із архівними кресленнями та документами слугує основою для початкового етапу реконструкції.

ЛІТЕРАТУРА

1. Панкратова, Н. Д., Гайко, Г. І. & Савченко, І. О. (2020) *Розвиток підземної урбаністики як системи альтернативних проєктних конфігурацій*. Київ : Наукова думка.
2. Korzachenko, M. (2022) Assessment of the technical condition of cave complexes. *Academic Journal Industrial Machine Building Civil Engineering*, 1(58), 92–99. https://doi.org/10.26906/znp.2022.58.3083

3. Wang, B. & Zhang, F. (2024) Research on the digital protection and three-dimensional modeling technology of ancient buildings. *Applied Mathematics and Nonlinear Sciences*, 9(1). https://doi.org/10.2478/amns-2024-2491
4. Волошин, В. У. та ін. (2021) 3d фотограмметрія в архітектурі, містобудуванні та збереженні культурної спадщини. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві,* №16. https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2021-6(16)-04
5. Rapucaand, A. & Matoušková, E. (2023) Testing of close-range photogrammetry and laser scanning for easy documentation of historical objects and buildings parts. *Stavební Obzor - Civil Engineering Journal,* 32(4). https://doi.org/10.14311/CEJ.2023.04.0038

REFERENCES

1. Pankratova, N. D., Haiko, H. I. & Savchenko, I. O. (2020) *Rozvytok pidzemnoi urbanistyky yak systemy alternatyvnykh proiektnykh konfihuratsii* [Development of underground urbanism as a system of alternative design configurations]. Kyiv: Naukova dumka (in Ukrainian).
2. Korzachenko, M. (2022) Assessment of the technical condition of cave complexes. *Academic Journal Industrial Machine Building Civil Engineering*, 1(58), 92–99. https://doi.org/10.26906/znp.2022.58.3083
3. Wang, B. & Zhang, F. (2024) Research on the digital protection and three-dimensional modeling technology of ancient buildings. *Applied Mathematics and Nonlinear Sciences*, 9(1). https://doi.org/10.2478/amns-2024-2491
4. Voloshyn, V. U. ta in. (2021) 3d fotohrammetriia v arkhitekturi, mistobuduvanni ta zberezhenni kulturnoi spadshchyny [3D photogrammetry in architecture, urban planning and preservation of cultural heritage]. *Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi, №16*. https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2021-6(16)-04 (in Ukrainian).
5. Rapucaand, A. & Matoušková, E. (2023) Testing of close-range photogrammetry and laser scanning for easy documentation of historical objects and buildings parts. *Stavební Obzor - Civil Engineering Journal,* 32(4). https://doi.org/10.14311/CEJ.2023.04.0038

Digital Technologies in the Implementation of Restoration Works of Underground Complexes

Mykola KORZACHENKO
Timur HANIEIEV
Ihor PETRENKO

Summary The results of the survey and the creation of a digital model of the basement spaces are presented, with the case study of the Regimental Chancellery House in Chernihiv. Based on the processing of digital data, separate point clouds were generated for each room of the basement complex. The collected data were integrated into a unified coordinate system, with the digital model serving as a basis for spatial alignment. The aim of the study is to survey and create a digital model of the underground spaces of the Regimental Chancellery House, followed by the development of restoration works. The research was carried out with the support of the National Reserve "Ancient Chernihiv". This method relies on an integrated approach to creating a 3D digital model of underground spaces, followed by the application of BIM technologies. It is proposed as a means to simplify the development of restoration project documentation and ensure a more accurate reproduction of architectural features.

For the Regimental Chancellery House, an optical scanning technology utilizing VCSEL infrared structured light was chosen. Additionally, the EINSTAR-SHINING 3D scanner was used. Laboratory tests confirmed that the standard deviation of error when scanning a flat object at a distance of 1.4 meters does not exceed 3 mm. Based on the conducted research, a digital model of the entrance group and two basement spaces was obtained.

The use of digital methods, such as 3D scanning, laser surveying, and ground-penetrating radar studies, significantly enhances the accuracy of recording the geometric parameters and condition of underground structures.

The development of digital models using BIM technologies enables a detailed analysis of structural conditions, risk prediction, and restoration planning with minimal intervention in the original structure.

Digital technologies contribute to the creation of detailed archives of underground complexes, which is a crucial step for their further preservation, reconstruction, and promotion among researchers and the public.

Keywords. Underground complexes, restoration works, BIM technologies, 3D scanning, 3D models, point cloud.

Ефективність використання ростверку підвищеної площі у складі стовпчастого пальового фундаменту

Ірина МАЄВСЬКА[1], Наталя БЛАЩУК[2], Олександр ШМУНДЯК[3]

Віницький національний технічний університет
95, Хмельницьке шосе, Вінниця, Україна, 21000,
[1] irina.mayevskaja@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-5999-6824
[2] blaschuk@vntu.edu.ua, orcid.org/0000-0001-9764-0271
3 shmund@ukr.net, https://orcid.org/0009-0005-4025-873X

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.123-138

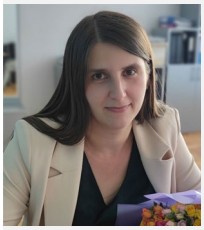
Анотація. В даній роботі пропонується використати ідею комплексного фундаменту, що використовується для плитних ростверків, для стовпчастого пальового фундаменту. При масовому проєктуванні, визначивши потрібну кількість паль, виходячи тільки з їх несучої здатності, намагаються розмістити їх в кущі якомога компактніше, щоб скоротити витрати на ростверк, робота якого не враховується. Якщо розмістити палі на значній відстані одна від одної або компактно розмістити їх під колоною, але розміри ростверку прийняти доволі значними, це може компенсувати незначну кількість паль включенням у роботу ростверку.

Виконане математичне моделювання роботи пальового фундаменту за допомогою програмного комплексу SOFiSTiK. Проведене дослідження реалізації роботи пальового фундаменту з ґрунтовою основою в залежності від розміру ростверку, довжини, кількості, розміщення паль в ростверку та ґрунтових умов. Дослідженнями розглядається однорідний піщаний та глинистий ґрунт основи. Показане, що в випадку застосування комплексних пальових фундаментів з розрідженим розміщенням паль і збільшеною площею ростверку ефективність роботи фундаменту в цілому, а також окремих його елементів підвищується. З метою економії матеріалів можна зменшувати кількість паль в групі при збільшенні розмірів ростверку без втрати несучої здатності фундаменту. Відомо, що паля є значно більш дорогою конструкцією, ніж ростверк, тому зменшення кількості паль при збільшенні габаритів ростверку в цілому може призвести до більш економічного рішення.

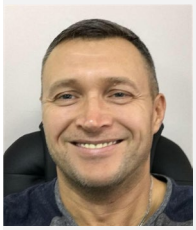
Проведення математичного моделювання роботи пальового фундаменту за допомогою програмного комплексу SOFiSTiK підтвердило основні висновки щодо розподілу зусиль між елементами пальового фундаменту, одержані раніше за допомогою фізичного моделювання на маломасштабних моделях та за допомогою програмного комплексу «Plaxis 3D Foundation».

Ключові слова. Стовпчастий пальовий фундамент, ростверк підвищеної площі, забивна паля, перерозподіл навантажень, ступінь реалі-зації несучої здатності, комплексний пальовий фундамент.

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



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



Олександр ШМУНДЯК
аспірант кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Пальовий фундамент зазвичай складається з трьох компонентів: ростверк, палі і ґрунтове середовище (Muhammad Rehan Hakro and others, 2022; Burland J. and others, 1985; Ali M and others, 2020; Mandolini, A. and others, 2013). Призначення паль крім сприйняття навантаження – зменшення осідання споруди. Відносна жорсткість компонентів пальового фундаменту визначає ха-рактер розподілу навантаження між ними. Численні дослідження дозволили одержати більш глибоке уявлення про складність умов роботи пальового фундаменту, коли змінними є умови навантаження, відносна довжина паль (L/D), їх кількість, відстань між ними, піддатливість ґрунту і жорсткість ростверку.

Включення в роботу з ґрунтом низького ростверку часто визначає ефективність роботи фундаменту в цілому. Однак, впровадження фундаментів з несучим ростверком у будівництво стримується недостатньою кількістю теоретичних досліджень, відсутністю необхідної нормативної бази та обмеженим досвідом проєктування таких конструкцій.

На теперішній час серед проєктувальників і будівельників набуло популярності ви-користання комбінованих плитно-пальових фундаментів (Кріпак В., 2023). Це конструк-тивне рішення вважається одним з найбільш ефективних розробок в галузі фундаменто-будування останнього десятиліття. Комбі-нований плитно-пальовий фундамент (КППФ) відрізняється тим, що в системі «пальове поле – плитний ростверк – ґрун-това нту під підошвою плитного ростверку в роботі комбінованих плитно-пальових фундаментів реалізується резерв їх економічної ефективності: зменшення кількості паль, зниження витрат арматури сталі, зменшення товщини ростверку.

В Україні дослідженню роботи плитно-пальових фундаментів присвячені роботи (Кріпак В. та ін., 1997; Цимбал С. Й та ін., 2004; Седін В Л. Та ін., 2013; Петренко В. Д. та ін., 2021; Самородов О. В., 2015; Самородов О. В., 2016; Самородов О. та ін., 2023). Відомі як експериментальні дослідження роботи таких фундаментів, так і практичне впровадження їх в реальному будівництві. Комбіновані пальово-плитні фундаменти пропонуються і у роботах зарубіжних дослідників (Ana Cláudia Frade de Faria, 2017; Katzenbach R and others,2013; Katzenbach R., 2009; Balakumar V and others, 2021; Wang Y., 2016).

Ідея розрідженого розміщення паль у складі кущових пальових фундаментів подається у ряді робіт як вітчизняних, так і зарубіжних авторів. Зазвичай у цих роботах розглядаються конкретні приклади розміщення різної кількості паль у межах ростверку певних розмірів, причому як правило, ці ростверки мають значні розміри (розраховані на кількість паль 16 – 25 шт. при стандартному кроці 3d).

Так, у роботах Elwakil A. Z., Azzam W. R. (Elwakil A. Z. and others, 2016), Lua Thi Hoang, Tatsunori Matsumoto (Lua Thi Hoang and others, 2020), Irfan Jamil et al. (Irfan Jamil and others, 2022) , Mostafa Elsawwaf et al. (Mostafa Elsawwaf and others, 2022) наводяться результати фізичного моделювання стовпчастого пальового фундаменту з різною кількістю паль (4-25 шт.) різної довжини при сталих розмірах ростверку. В результаті проведених досліджень зроблений висновок, що по мірі зменшення довжини паль і їх кількості навантаження, яке сприймає ростверк, збільшується.

За результатами, одержаним всіма дослідниками, збільшення несучої здатності пальового фундаменту відбувається непропорційно збільшенню кількості паль. Отже, при меншій кількості паль ефективно використовується ростверк, що підтверджує можливість використання ідеї комплексного фундаменту для пальових кущів.

Дослідження питання підвищення ефективності стовпчастих пальових фундаментів проводилось і математичними методами, наприклад Fekadu Melese (Fekadu Melese, 2022), Mostafa Elsawwaf et al. (Mostafa Elsawwaf and others, 2022) та ін. Концепція проєктування

полягає у зменшення кількості паль за рахунок використання роботи ґрунту під ростверком.

Якщо проаналізувати навантаження на фундамент при однакових осіданнях, то збільшення кількості паль призводить до збільшення навантаження, яке сприймає фундамент, але у значно меншій степені, ніж можна було очікувати.

Над питаннями розподілу зусиль між елементами пальового фундаменту працюють науковці кафедри БМГА ВНТУ. Зокрема у статях (Маєвська І. В. та ін., 2023; Маєвська І. В. та ін., 2022; Маєвська І. В та ін., 2021) висвітлені результати досліджень стовпчастих пальових фундаментів, зокрема за умови зменшення кількості паль у межах сталого розміру ростверку. Проводилось фізичне моделювання пальових кущів з 9 паль та математичне моделювання у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation.

Врахування спільної роботи всіх елементів пальового фундаменту може підвисити ефективність і надійність проєктних рішень з використанням достовірного внеску окремих елементів пальового фундаменту у загальну несучу здатність, тому тема дослідження є актуальною і має практичне значення.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є дослідження ефективності використання ростверків підвищеної площі у складі стовпчастих пальових фундаментів за допомогою математичного моделювання просторової роботи пальового фундаменту в ґрунтовому середовищі з використанням ПК SOFiSTiK, що ґрунтується на методі скінченних елементів (МСЕ).

Була поставлена задача виявити влив геометричних чинників на сумісну роботу паль і ростверку у складі комплексного фундаменту із зниженою кількістю паль та підвищеною площею ростверку.

Крім геометричних параметрів паль досліджувався вплив таких параметрів: характер розміщення паль в плані, фізико-механічні характеристики ґрунтів основи на ефективність роботи елементів пальового фундаменту.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Проведене дослідження реалізації роботи пальового фундаменту з ґрунтовою основою в залежності від розмірів ростверку, довжини, кількості паль, їх розміщення у ростверку та ґрунтових умов з використанням ПК SOFiSTiK (Маєвська І. В та ін., 2024). Дослідженнями розглядається однорідний піщаний та глинистий ґрунт основи.

При математичному моделюванні за початкову експериментальну модель нового пальового фундаменту були прийняті такі параметри:

- модель ґрунту – пружно-пластична модель Кулона-Мора;
- модель пальового фундаменту під колону – ростверк товщиною 0,7 м з підколонником розмірами в плані 0,5×0,5 м і забивні палі із бетону С20/25 (В25) поперечного перерізу 0,3×0,3 м;
- палі довжиною 3,0 м;
- палі довжиною 10,0 м.

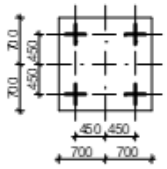
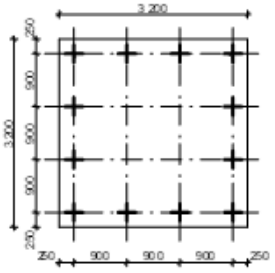
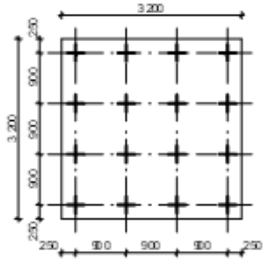
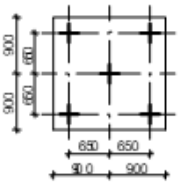
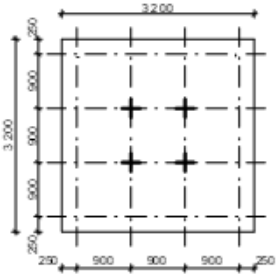
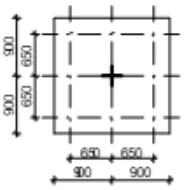
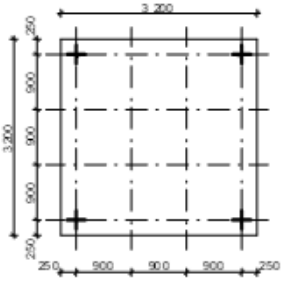
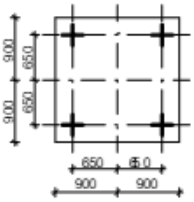
Варіювання кількістю паль і розмірами ростверку в плані здійснюється відповідно до Табл. 1. Кожна група дослідів повторюється двічі: для основи з піщаного ґрунту і для основи з глинистого ґрунту.

Моделювання сумісної роботи ростверку і паль виконане на однорідній піщаній та глинистій основі.

Характеристики піщаного ґрунту: пісок дрібний, $\gamma = 18{,}6$ кН/м^3, $e = 0{,}67$, $c = 2$ кПа, $\varphi = 32°$, $E = 28$ МПа.

Характеристики глинистого ґрунту: суглинок, $\gamma = 18{,}5$ кН/м^3, $e = 0{,}75$, $c = 23$ кПа, $\varphi = 21°$, $E = 14$ МПа.

Табл. 1. Програма математичного моделювання роботи пальового фундаменту
Tabl. 1. Mathematical modeling program for pile foundation work

Група дослідів	Довжина та поперечний розмір паль	Крок і кількість паль	Група дослідів	Довжина та поперечний розмір паль	Крок і кількість паль
1	L = 3 м, d = 0,3 м		5	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м			L = 10 м, d = 0,3 м	
2	L = 3 м, d = 0,3 м		6	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м			L = 10 м, d = 0,3 м	
3	L = 3 м, d = 0,3 м		7	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м			L = 10 м, d = 0,3 м	
4	L = 3 м, d = 0,3 м		8	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, = 0,3 м			L = 10 м, d = 0,3 м	

Додатково до програми моделювання включені такі дослідження:

- моделювання роботи одиночних паль довжиною 3 та 10 м у відповідних ґрунтах;
- моделювання роботи ростверків відповідних розмірів як фундаменту мілкого закладання у відповідних ґрунтах.

Навантаження на фундамент передається у вигляді зосередженої сили, прикладеної до підколонника показано на Рис. 1.

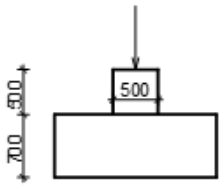


Рис. 1. Схема прикладання навантаження на ростверк
Fig. 1. Scheme of load application to the grillage

Програмний комплекс дозволяє одержати залежності навантаження-осідання, величини зусиль у палях, розподіл напружень і осідань по підошві ростверку.

Розміри змодельованого ґрунтового масиву для максимального зменшення впливу крайових ефектів на осідання палі прийняті в плані 20х20 м, та завтовшки 20 м.

Побудовані моделі стовпчастого пальового фундаменту зображені на рисунку 2.

Величина навантаження на моделі збільшувалась до тих пір, поки величина осідання не становила більше 40 мм.

На рис. 3, 4 для прикладу зображені результати моделювання фундаменту з 16 паль з розмірами ростверку 3,2×3,2 м (група дослідів 2) для паль довжиною 10 м при навантаженні на кущ 1000 кН.

З рисунку3 видно, що найбільше осідання спостерігається посередині ростверку, оскільки до нього прикладене зосереджене навантаження від колони. Відповідно найбільші напруження під підошвою ростверку спостерігаються по його периметру. Зусилля в палях розподіляються нерівномірно: найбільші зусилля сприймають кутові палі, найменші – центральні. Одержані результати з визначення напружено-деформованого стану відповідають відомим результатам попередніх дослідників (Маєвська І. В та ін., 2023).

Одержані графіки осідання-навантаження мають практично лінійний характер. В зв’язку з цим аналіз результатів розрахунків виконувався в межах навантаження на палю на межі пропорційності, ре (ДБНВ.2.1–10:2009, 2012). Для визначення цієї межі попередньо були виконані ручні розрахунки несучої здатності і осідань паль у відповідних ґрунтах. Результати розрахунків показали, лінійний характер залежності осідання-навантаження можна очікувати в межах навантаження, при якому осідання групи паль не перевищує 40 мм.

За несучу здатність одиночної палі також приймались значення навантаження, що призвело до деформації 40 мм (критерій втрати несучої здатності при польових випробуваннях паль (ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94), 1996).

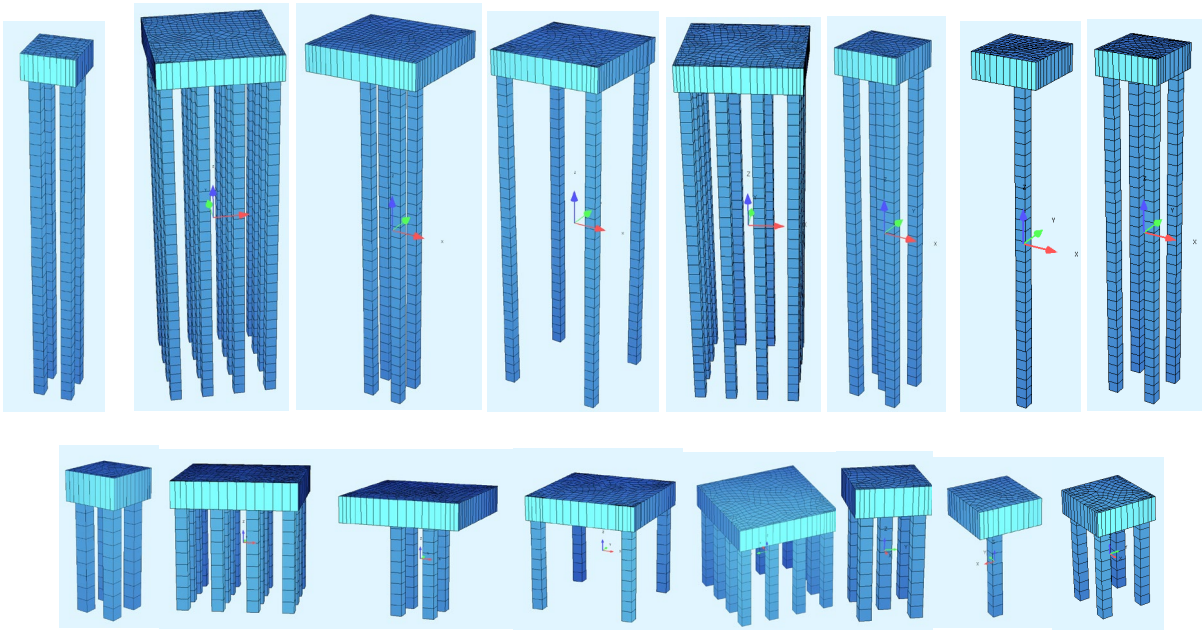


Рис. 2. Розрахункові моделі стовпчастого пальового фундаменту при довжині паль 10 та 3 м
Fig. 2. Design models of columnar pile foundations with pile lengths of 10 and 3 m

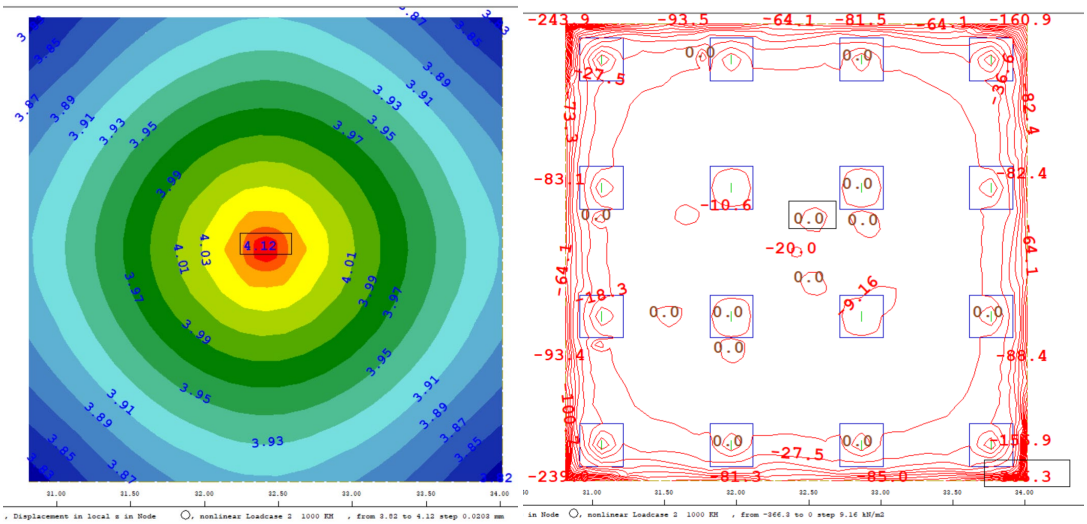


Рис. 3. Осідання ростверку та напруження під підошвою ростверку
Fig. 3. Settlement of the grillage and stresses under the grillage sole

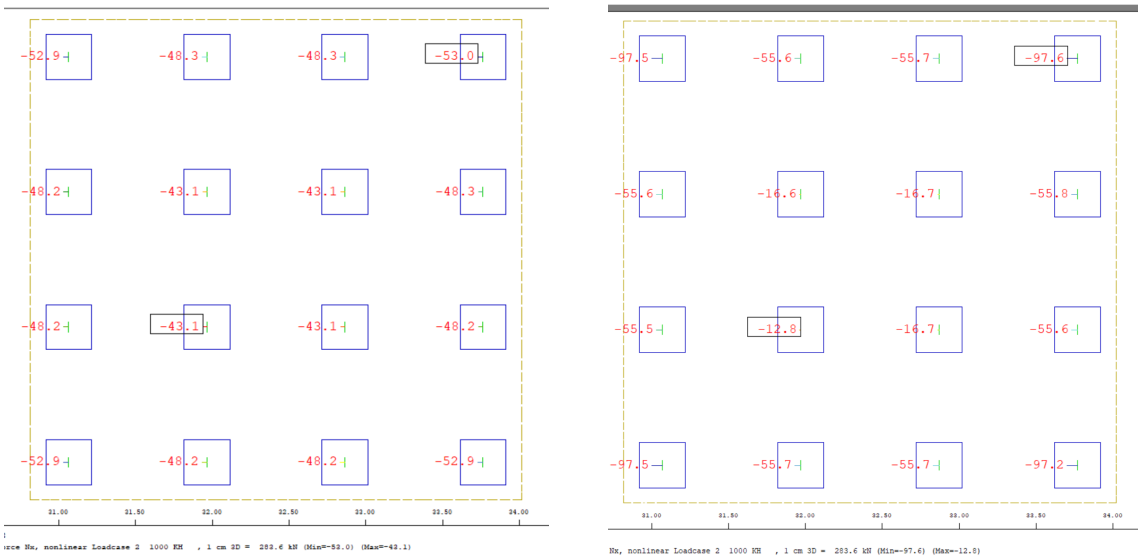


Рис. 4. Розподіл зусиль між палями для піщаного ґрунту та для глинистого ґрунту
Fig. 4. Force distribution between piles for sandy soil and clay soil

Для детального аналізу було визначене навантаження на групу паль за результатами моделювання в SOFiSTiK при осіданні 40 мм. Крім загального навантаження на кущ визначались такі параметри:

- осереднене навантаження на палю фундаменту;
- сума зусиль, які сприймають палі в групі;
- навантаження, що сприймається ростверком;
- величина кущового ефекту (відношення навантаження на кущ до суми несучих здатностей одиночних паль);
- частка навантаження, яка сприймається ростверком;
- ступінь реалізації несучої здатності паль (відношення осередненого навантаження на палю фундаменту до несучої здатності одиночної палі); ступінь реалізації несучої здатності ростверку (відношення навантаження, яке сприймає ростверк у складі фундаменту, до навантаження, яке сприймає ростверк як фундамент мілкого закладання при такому ж значенні осідання).

Визначались також значення сумарної несучої здатності паль як одиночних, та несучої здатності ростверку як фундаменту мілкого закладання при такому ж осіданні. Результати моделювання наведені в Табл. 2 та 3.

Табл. 2. Порівняння роботи пальового фундаменту у піщаному ґрунті з роботою його окремих елементів при осіданні куща s = 40,0 мм
Tabl. 2. Comparison of pile foundation performance in sandy soil with the performance of its individual elements at bush settlement s = 40.0 mm

Довжина паль, мм	№ схеми	Розміри ростверку, м	Кількість паль в кущі, шт	При роботі кожного з елементів як окремого				При роботі у складі фундаменту							
				Несуча здатність одиночної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без паль,	Навантаження на кущ, як сума окремих елементів кН	Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях куща, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на кущ, кН	Кущовий ефект	Частка ростверку, %	Ступінь реалізації несучої здатності паль	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
3 м	1	1,4×1,4	4	560	2240	2000	4240	494,0	1976	464	2440	1,09	23,2	0,882	0,232
	2	3,2×3,2	16		8960	4700	13660	261,7	4187	2353	6540	0,73	36,0	0,467	0,501
	3	3,2×3,2	4		2240	4700	6940	361,0	1444	3586	5030	2,24	71,3	0,645	0,763
	4	3,2×3,2	4		2240	4700	6940	492,0	1968	3567	5530	2,47	64,5	0,879	0.759
	5	3,2×3,2	12		6720	4700	11420	310,6	3730	2520	6250	0,93	40,3	0,555	0,536
	6	1,8×1,8	5		2800	2600	5400	460,2	2301	1699	4000	1,43	42,5	0,822	0,653
	7	1,8×1,8	1		560	2600	3160	634,0	634,0	2156	2790	4,98	77,3	1,130	0,829
	8	1,8×1,8	4		2240	2600	4840	516,0	2065	1700	3765	1,68	45,2	0,921	0,654
10 м	1	1,4×1,4	4	1000	4000	2000	6000	594,0	2376	1624	4000	1,00	40,6	0,590	0,812
	2	3,2×3,2	16		16000	4700	20700	348,7	5579	3281	8860	0,55	37,0	0,348	0,698
	3	3,2×3,2	4		4000	4700	8700	549,0	2196	3804	6000	1,50	63,4	0,549	0,845
	4	3,2×3,2	4		4000	4700	8700	675,0	2700	3940	6640	1,66	59,4	0,675	0,839
	5	3,2×3,2	12		12000	4700	16700	426,2	5113	3237	8350	0,70	38,8	0,426	0,689
	6	1,8×1,8	5		5000	2600	7600	578,3	2890	1980	4870	0,97	40,7	0,578	0,761
	7	1,8×1,8	1		1000	2600	3600	808,0	808,0	2277	3085	3,09	73,9	0,808	0,876
	8	1,8×1,8	4		4000	2600	6600	640,0	2560	2040	4600	1,15	44,3	0,640	0,784

Табл. 3. Порівняння роботи пальового фундаменту у глинистому ґрунті з роботою його окремих елементів при осіданні куща s = 40,0 мм
Tabl. 3. Comparison of the performance of a pile foundation in clay soil with the performance of its individual elements at a bush settlement of s = 40.0 mm

Довжина паль, мм	№ схеми	Розміри ростверку, м	Кількість паль в кущі, шт	При роботі кожного з елементів як окремого				При роботі у складі фундаменту							
				Несуча здатність одиночної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без паль, кН	Навантаження на кущ, як сума окремих елементів, кН	Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях куща, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на кущ, кН	Кущовий ефект	Частка ростверку, %	Ступінь реалізації несучої здатності паль	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
3 м	1	1,4×1,4	4	470	1880	1000	2880	286,0	1142	378	1520	0,81	24,9	0,609	0,378
	2	3,2×3,2	16		7520	2340	9860	164,1	2624	787	3410	0,45	23,1	0,349	0,336
	3	3,2×3,2	4		1880	2340	4220	223,0	893	1657	2550	1,36	65,0	0,474	0,708
	4	3,2×3,2	4		1880	2340	4220	294,0	1180	1650	2830	1,50	58,3	0,626	0,705
	5	3,2×3,2	12		5640	2340	7980	202,7	2432	964	3400	0,60	28,4	0,431	0,412
	6	1,8×1,8	5		2350	1300	3650	264,2	1321	679	2000	0,85	34,0	0,562	0,526
	7	1,8×1,8	1		470	1300	1770	364,0	368,0	1048	1420	3,02	73,8	0,783	0,806
	8	1,8×1,8	4		1880	1300	3180	300,0	1200	743	1943	1,03	38,3	0,638	0,571
10 м	1	1,4×1,4	4	620	2480	1000	3480	470,0	1880	639	2520	1,02	25,4	0,758	0,639
	2	3,2×3,2	16		9920	2340	12260	323,2	5170	611	5780	0,58	10,6	0,521	0,261
	3	3,2×3,2	4		2480	2340	4820	456,0	1824	1644	3470	1,40	47,4	0,735	0,703
	4	3,2×3,2	4		2480	2340	4820	519,0	2076	1691	3770	1,12	44,9	0,837	0,723
	5	3,2×3,2	12		7440	2340	9780	368,5	4422	918	5340	0,72	17,2	0,594	0,392
	6	1,8×1,8	5		3100	1300	4400	451,0	2255	745	3000	0,97	24,8	0,727	0,573
	7	1,8×1,8	1		620	1300	1920	605,0	605,0	1082	1690	2,72	64,0	0,976	0,832
	8	1,8×1,8	4		2480	1300	3780	505,0	2020	791	2810	1,13	28,1	0,815	0,609

Частка ростверку у несучій здатності фундаменту несуттєво збільшується по мірі зростання навантаження. Ступінь реалізації ростверку також змінюється дуже незначно. Ростверк включається у роботу при певному значенні осідання, але потенційна можливість ростверку сприймати навантаження реалізується не повністю і після перших етапів навантаження залишається сталою.

На підставі результатів розрахунків можна дослідити також процес розподілу навантаження між палями фундаментів. В кущах з 4 паль (групи дослідів 1, 3, 4, 8) навантаження розподіляються між палями рівномірно. В кущах з 16 паль (група дослідів 2) на початкових етапах навантаження кутові палі довжиною 10 м сприймають на 20% більше навантаження, ніж центральні та крайні в середині ряду для піщаних ґрунтів і в 5 разів більше для глинистих. Зі збільшенням навантаження на фундамент і зростанням осідань доля центральної палі зменшується (різниця між кутовими і центральними палями складає 30% як для піщаних, так і для глинистих ґрунтів). Кутові палі довжиною 3 м сприймають на 60% більше навантаження ніж центральні для піщаних ґрунтів і в 4 рази більше для глинистих. Зі збільшенням навантаження на фундамент доля центральної палі зменшується (різниця між кутовими і центральними палями складає 70% як для піщаних, так і для глинистих ґрунтів). Отже, нерівномірність розподілу навантажень між палями групи при коротких палях значно більша.

В кущах з 5 паль (група дослідів 6) нерівномірність розподілу зусиль між кутовими та центральною палею складає від 11 до 20%.

На Рис. 5 та 6 наведена залежність загального навантаження на кущ від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль. На Рис. 5 залежності побудовані для кущів з площею ростверку 3,2×3,2 = 10,24 м^2, а на рис. 6 для кущів з площею ростверку 1,8×1,8 = 3,24 м^2. Таким чином залежності побудовані виходячи з компонування кущів при постійних розмірах ростверку.

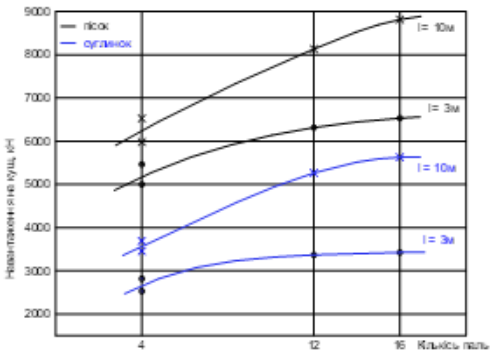


Рис. 5. Графіки залежності навантаження на кущ з ростверком 3,2×3,2 = 10,24 м^2 від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 5. Graphs of the load on a bush with a grillage of 3.2 × 3.2 = 10.24 m2 on the number of piles in the group and the type of soil at different pile lengths

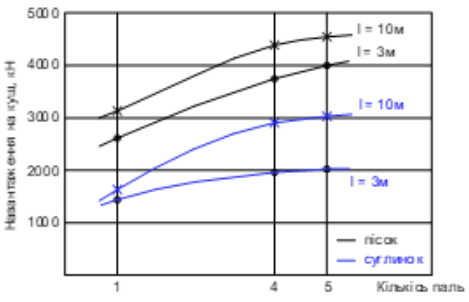


Рис. 6. Графіки залежності навантаження на кущ з ростверком 1,8×1,8 = 3,24 м^2 від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 6. Graphs of the load on a bush with a grillage of 1.8 × 1.8 = 3.24 m2 on the number of piles in the group and the type of soil at different pile lengths

З рисунків видно, що зменшення кількості паль у 4-5 разів у межах постійної площі ростверку призводить до зменшення навантаження, яке сприймає кущ, лише у 1,23-1,54 разів для триметрових паль і у 1,37-1,76 разів для десятиметрових. Це свідчить про більш ефективне використання паль при застосуванні комбінованого варіанта пальового фундаменту. При цьому більший ефект виникає для коротких паль. З графіків також можна зробити висновок, що для глинистого, більш піддатливого ґрунту,

ефективність зменшення кількості паль дещо менша.

На Рис. 7 наведена залежність загального навантаження на кущ від площі ростверку та виду ґрунту при різній довжині паль за умови сталої кількості паль в групі 4 шт.

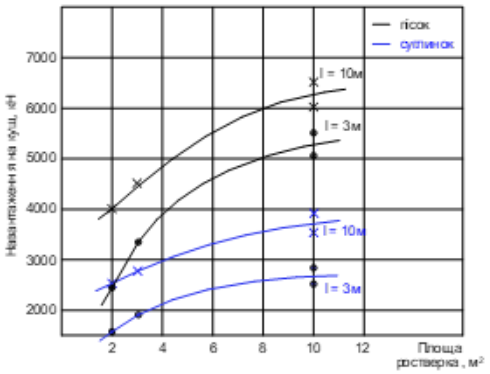


Рис. 7. Графіки залежності навантаження на кущ з 4 паль від площі ростверку та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 7. Diagrams of the load on a 4-pile bush depending on the grillage area and soil type at different pile lengths

Графіки рис. 7 показують, що за рахунок збільшення площі ростверку можна досягти при сталій кількості паль збільшення навантаження на кущ у 1,4-2,1 рази (для коротких паль цей ефект більший, він також більший для піщаного ґрунту).

Програма дослідження дозволила також проаналізувати характер розміщення паль комбінованого фундаменту в межах ростверку:

- варіанти розміщення паль в середині куща (під місцем прикладання навантаження (групи дослідів 3 та 7);
- варіанти розміщення паль по периметру куща (групи дослідів 4, 5 та 8).

Аналіз результатів моделювання (табл. 2, 3 та рис. 5 – 7) показує більшу ефективність розміщення паль у комбінованому фундаменті по периметру куща.

В Табл. 2, 3 та на Рис. 7 – 9 наведений вплив розмірів ростверку, довжини та кількості паль та виду ґрунту на частку ростверку у навантаженні, яке сприймає фундамент.

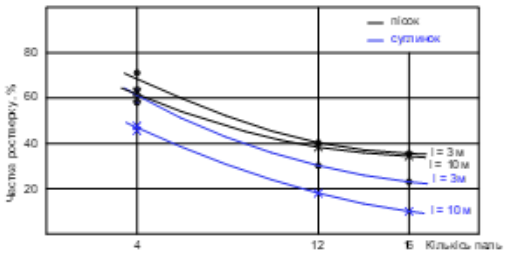


Рис. 7. Графіки залежності частки ростверку у навантаженні на кущ з ростверком 3,2×3,2 = 10,24 м^2 від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 7. Graphs of the share of grillage in the load on a bush with grillage of 3.2 × 3.2 = 10.24 m2 versus the number of piles in the group and the type of soil at different

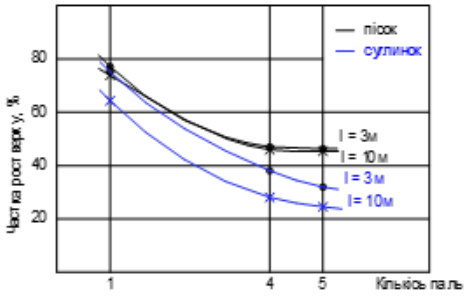


Рис. 8. Графіки залежності частки ростверку у навантаженні на кущ з ростверком 1,8×1,8 = 3,24 м^2 від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 8. Graphs of the share of grillage in the load on a bush with grillage 1.8 × 1.8 = 3.24 m2 on the number of piles in the group and the type of soil at different

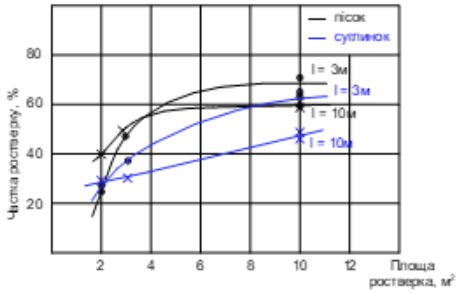


Рис. 9. Графіки залежності частки ростверку у навантаженні на кущ з 4 паль від площі ростверку та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 9. Graphs of the share of grillage in the load on a 4-pile bush as a function of grillage area and soil type at different pile lengths

Як бачимо частка ростверку у несучій здатності фундаменту тим менше, чим більше кількість паль при постійному розмірі ростверку. Довжина паль впливає на частку ростверку несуттєво. Для піщаних ґрунтів частка ростверку дещо більша, ніж для глинистих.

При незмінній кількості паль збільшення площі ростверку призводить до збільшення його частки у навантаженні на кущ, досягаючи доволі великих значень 50-70%.

Маючи навантаження на ростверк в групі і несучу здатність ростверку як фундаменту мілкого закладання, а також несучу здатність одиночної палі і середнє навантаження на палю в групі, можна проаналізувати ступінь реалізації несучої здатності окремих елементів пальового фундаменту.

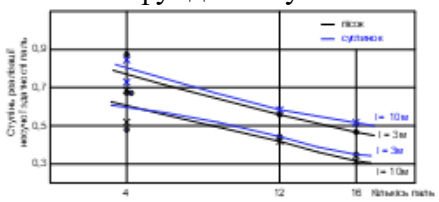


Рис. 10. Графіки залежності ступеня реалізації несучої здатності паль у кущі з ростверком 3,2×3,2 = 10,24 м^2 від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 10. Graphs of the degree of realization of the bearing capacity of piles in a bush with a grillage of 3.2 × 3.2 = 10.24 m2 as a function of the number of piles in the group and soil type at different pile lengths

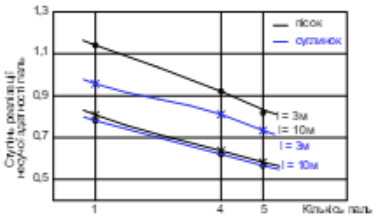


Рис. 11. Графіки залежності ступеня реалізації несучої здатності паль у кущі з ростверком 1,8×1,8 = 3,24 м^2 від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 11. Graphs of the degree of realization of the bearing capacity of piles in a bush with a grillage of 1.8 × 1.8 = 3.24 m2 on the number of piles in the group and the type of soil at different pile lengths

У таблицях 2, 3 та на рис. 10 – 15 наведена залежність ступеню реалізації несучої здатності ростверку і паль у складі пальового фундаменту.

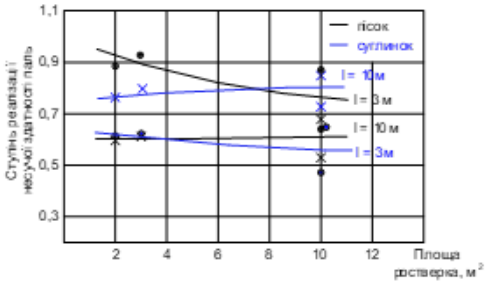


Рис. 12. Графіки залежності ступеня реалізації несучої здатності паль у кущі з 4 паль від площі ростверку та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 12. Graphs of the degree of realization of the bearing capacity of piles in a 4-pile cluster on the grillage area and soil type at different pile lengths

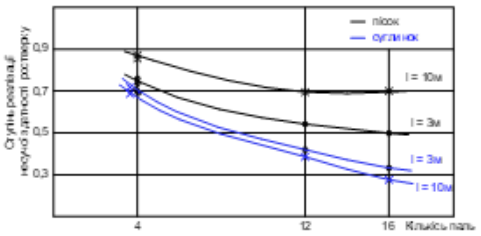


Рис. 13. Графіки залежності ступеня реалізації несучої здатності ростверку у кущі з ростверком 3,2×3,2 = 10,24 м^{2}від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 13. Graphs of the degree of realization of the bearing capacity of the grillage in a bush with a grillage of 3.2 × 3.2 = 10.24 m2 on the number of piles in the group and the type of soil at different pile lengths

Як бачимо з таблиць і рисунків, із збільшенням кількості паль у групі при сталих розмірах ростверку гірше реалізують себе як палі, так і ростверк.

При великій кількості паль ступінь реалізації їх несучої здатності коливається в діапазоні 0,3-0,6, при незначній кількості відповідно в діапазоні 0,5-1,1. Довжина паль впливає на реалізацію їх несучої здатності неоднозначно. В глинистих ґрунтах краще реалізують себе довгі палі, а в піщаних ґрунтах – короткі. При сталій кількості паль

площа ростверку мало впливає на реалізацію їх несучої здатності.

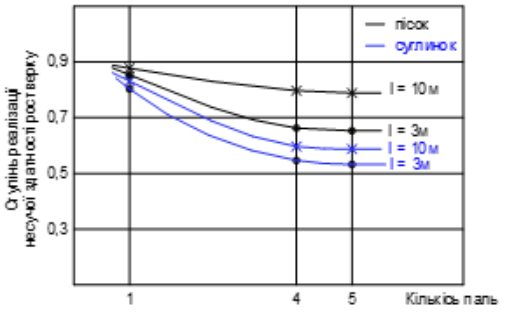


Рис. 14. Графіки залежності ступеня реалізації несучої здатності ростверку у кущі з ростверком 1,8×1,8 = 3,24 м^2 від кількості паль в групі та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 14. Graphs of the degree of realization of the bearing capacity of the grillage in a bush with a grillage of 1.8 × 1.8 = 3.24 m^2 on the number of piles in the group and the type of soil at different pile lengths

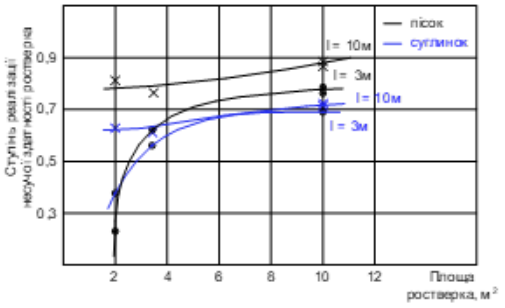


Рис. 15. Графіки залежності ступеня реалізації несучої здатності ростверку у кущі з 4 паль від площі ростверку та виду ґрунту при різній довжині паль

Fig. 15. Graphs of the degree of realization of the bearing capacity of the grillage in a 4-pile cluster on the grillage area and soil type at different pile lengths

Ступінь реалізації тиску під ростверком знаходиться в межах 0,2-0,85. При сталих розмірах ростверку основними чинниками, що впливають на ступінь реалізації його несучої здатності, є кількість паль і вид ґрунту. Збільшення кількості паль, яке призводить до збільшення компактності їх розміщення, спричинює неповне використання роботи ростверку. Так, при традиційному компактному розміщенні паль (групи дослідів 1, 2, 6) ступінь реалізації несучої здатності ростверку коливається в діапазоні 0,2-0,75, тоді як при розрідженому їх розміщенні в комбінованому фундаменті цей діапазон 0,65-0,85. В глинистих ґрунтах ступінь реалізації тиску під ростверком нижче, ніж в піщаних.

При сталій кількості паль збільшення площі ростверку суттєво збільшує реалізацію його несучої здатності.

Аналіз результатів показує, що в випадку застосування комплексних пальових фундаментів з розрідженим розміщенням паль і збільшеною площею ростверку ефективність роботи фундаменту в цілому, а також окремих його елементів підвищується.

Таким чином з метою економії матеріалів можна зменшувати кількість паль в групі при збільшенні розмірів ростверку без втрати несучої здатності фундаменту.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. В випадку застосування комплексних пальових фундаментів з розрідженим розміщенням паль і збільшеною площею ростверку ефективність роботи фундаменту в цілому, а також окремих його елементів підвищується.

2. Зменшення кількості паль у 4-5 разів у межах постійної площі ростверку призводить до зменшення навантаження, яке сприймає кущ, лише у 1,23-1,54 разів для триметрових паль і у 1,37-1,76 разів для десятиметрових. Це свідчить про більш ефективне використання паль при застосуванні комбінованого варіанта пальового фундаменту.

3. За рахунок збільшення площі ростверку можна досягти при сталій кількості паль збільшення навантаження на кущ у 1,4-2,1 рази (для коротких паль цей ефект більший, він також більший для піщаного ґрунту у порівнянні з глинистим).

4. При незмінній кількості паль збільшення площі ростверку призводить до збільшення його частки у навантаженні на кущ, досягаючи доволі великих значень 50-70%.

5. Аналіз результатів моделювання показує більшу ефективність розміщення паль у комбінованому фундаменті по периметру куща, ніж у його центральній частині.

6. При великій кількості паль ступінь реалізації їх несучої здатності коливається в діапазоні 0,3-0,6, при незначній кількості відповідно в діапазоні 0,5-1,1. Довжина паль впливає на реалізацію їх несучої здатності неоднозначно. В глинистих ґрунтах краще реалізують себе довгі палі, а в піщаних ґрунтах – короткі. При сталій кількості паль площа ростверку мало впливає на реалізацію їх несучої здатності.

7. При традиційному компактному розміщенні паль (групи дослідів 1, 2, 6) ступінь реалізації несучої здатності ростверку коливається в діапазоні 0,2-0,75, тоді як при розрідженому їх розміщенні в комбінованому фундаменті цей діапазон 0,65-0,85. В глинистих ґрунтах ступінь реалізації тиску під ростверком нижче, ніж в піщаних.

8. При сталій кількості паль збільшення площі ростверку суттєво збільшує реалізацію його несучої здатності.

З метою економії матеріалів можна зменшувати кількість паль в групі при збільшенні розмірів ростверку без втрати несучої здатності фундаменту.

ЛІТЕРАТУРА

1. Muhammad Rehan Hakro, Aneel Kumar, Zaheer Almani, Mujahid Ali, Fahid Aslam, Roman Fediuk, Sergey Klyuev, Alexander Klyuev, & Linar Sabitov (2022). Numerical Analysis of Piled-Raft Foundations on Multi-Layer Soil Considering Settlement and Swelling. *Buildings, 12*. 1-23.
2. Burland, J., Burbidge, M., Wilson, E., & Terzaghi, K. (1985). Settlement of Foundations on Sand and Gravel. *Proc. Inst. Civ. Eng. 78*. 1325–1381.
3. Ali, M., Abbas, S., Khan, M.I., Gad, M.A., Ammad, S., & Khan, A. (2020). Experimental Validation of Mander's Model for Low Strength Confined Concrete Under Axial Compression. *In Proceedings of the 2020 Second International Sustainability and Resilience Conference: Technology and Innovation in Building Designs (51154)*. 1–6.
4. Mandolini, A., di Laora, R., & Mascarucci, Y. (2013). Rational Design of Piled Raft. *Procedia Eng., 57*. 45–52.
5. Кріпак, В. (2023). Комплексний плитно-пальовий фундамент. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1(13). 30-40.
6. Кріпак, В., & Бакур Хасіб. (1997). Особливості розрахунку і проектування фундаментної системи «З/б плита-грунтова основа-палі». *Праці Міжнародної ювілейної конференції з питань надійності будівельних констр.* Полтава.
7. Цимбал, С. Й., & Карцева, С. Л. (2004). Методика розрахунку пальових фундаментів з урахуванням роботи ростверку. *Основи і фундаменти, вип. 28*. 121-130.
8. Седін, В Л., Бікус, Е. М., Дюльдев, А. О., & Мельник, А. М. (2013). Впровадження комбінованого плитно-палевого фундаменту в Україні на прикладі будівництва підземного паркінгу в м. Одеса. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Вип. 3(38). Т.2.* 321-329.
9. Петренко, В. Д., Крисан, В. І., Крисан, В. В., & Чегодаєв, І. С. (2021). Досвід спорудження пальово-плитного фундаменту в складних інженерно-геологічних умовах. *Збірник наукових праць «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика».* №19. 78-84.
10. Самородов, О. В. (2015). Метод оптимального проектування пальово-плитних фундаментів багатоповерхових будівель за гранично допустимими осіданнями. *Науковий вісник будівництва. Вип. 1(79).* 96-100.
11. Самородов, О. В. (2016). Нова конструкція плитно-пальового фундамента. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 1 (214).* 58-65.
12. Самородов, О., Табачніков, С., Дитюк, О., & Бондар, О. (2023). Польові дослідження напруженого стану системи «грунтова основа – комбінований пальово-плитний фундамент» багатофункціонального комплексу у місті Харкові. *Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Вип.46.* 38-48.
13. Ana Cláudia Frade de Faria. (2017). Foundation solutions for large buildings using combined piled-raft foundations. *Engineering, Environmental Science.* 10 p.
14. Katzenbach, R., & Choudhury, D. (2013). Combined Pile-Raft Foundation Guideline. *ISSMGE.* 23 p.
15. Katzenbach, R., & et al. (2009). Instrumentationand Monitoring of a Piled Raft Foundation

on Soft Soil. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 1850-1853.
16. Balakumar, V., Min. J. Huang, Erwin Oh, Nilan S. Jayasiri, Richard Hwang, & Balasubramaniam, A. S. (2021). Piled Raft on Sandy Soil. *An Observational Study. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 52 No. 3.* 51-65.
17. Phung Duc. (2016). Long Prediction of Piled Raft Foundation Settlement. A Case Study. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 47 No. 1.* 1-6.
18. Wang, Y., et al. (2016). Experimental Study on the Stress State of Piled Raft Foundation sunder Different Loading Conditions. *Journal of Zhejiang University-Science A (Applied Physics & Engineering)*. 1345-1356.
19. Elwakil, A. Z., & Azzam, W. R. (2016). Experimental and numerical study of piled raft system. *Alexandria Engineering Journal. Volume 55, Issue 1*. 547-560.
20. Lua Thi Hoang, & Tatsunori Matsumoto. (2020). Long-term behavior of piled raft foundation models supported by jacked-in piles on saturated clay. *Soils and Foundations, 60 (2020).* 198–217.
21. Fekadu Melese. (2022). Improved Performance of Raft Foundation Using Detached Pile Columns in Loose Subsoil Conditions. *Advances in Civil Engineering. Volume 2022(11).* 18 p.
22. Irfan Jamil, Irshad Ahmad, Wali Ullah, Mahmood Ahmad, Mohanad Muayad Sabri Sabri, & Ali Majdi. (2022). Experimental Study on Lateral and Vertical Capacity of Piled Raft and Pile Group System in Sandy Soil. *Applied Science. 2022, 12*. 2-18.
23. Mostafa Elsawwaf, Marwan Shahien, Ahmed Nasr, & Alaaeldin Magdy. (2022). The behavior of piled rafts in soft clay: Numerical investigation. *Journal of the Mechanical Behavior of Materials 2022, 31*. 426–434.
24. Маєвська, І. В., & Блащук, Н. В. (2023). *Робота паль і ростверку у складі стовпчастих пальових фундаментів.* Вінниця : ВНТУ.
25. Маєвська, І. В. Попович, М.М., Кремінська, Ю. О. (2022). Різниця в роботі коротких і довгих паль у складі стовпчастого пальового фундаменту за результатами фізичного моделювання. *Сучасні технології, матеріали та конструкції в будівництві*, №2(33). 108-118.
26. Маєвська, І. В., Блащук, Н. В., Кремінська, Ю. О. Особливості роботи пальових кущів з коротких паль за даними числового моделювання. *Основи та фундаменти*, *вип.43.* 30-39.
27. Маєвська, І. В., Ганущак, Ю. В. (2024). Математичне моделювання роботи комплексного стовпчастого пальового фундаменту. *Збірник матеріалів LIII Науково-технічної конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету.*https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2024/paper/view/20500/17070.
28. Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.1-10-2009. (2012) [Чинний від 2012-07-01 до 2019.01.01]. К.: Мінрегіонбуд України.
29. Основи та підвалини будинків і споруд. Грунти. Метод польових випробувань палями. ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94). (1996) [Чинний від 1996-04-01]. К.: Мінрегіон України.

REFERENCES

1. Muhammad Rehan Hakro, Aneel Kumar, Zaheer Almani, Mujahid Ali, Fahid Aslam, Roman Fediuk, Sergey Klyuev, Alexander Klyuev, Linar Sabitov (2022). Numerical Analysis of Piled-Raft Foundations on Multi-Layer Soil Considering Settlement and Swelling. *Buildings, 12*. 1-23.
2. Burland, J., Burbidge, M., Wilson, E., Terzaghi, K. (1985). Settlement of Foundations on Sand and Gravel. Proc. Inst. Civ. Eng. 78. 1325–1381.
3. Ali, M., Abbas, S., Khan, M.I., Gad, M.A., Ammad, S., Khan, A. (2020). Experimental Validation of Mander's Model for Low Strength Confined Concrete Under Axial Compression. In Proceedings of the 2020 Second International Sustainability and Resilience Conference: Technology and Innovation in Building Designs (51154). 1–6.
4. Mandolini, A., di Laora, R., Mascarucci, Y. (2013). Rational Design of Piled Raft. Procedia Eng., 57. 45–52.
5. Kripak, V. (2023). Kompleksnyi plytno-palovyi fundament [Complex slab and pile foundation]. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, 1(13).* 30-40. (in Ukrainian).
6. Kripak, V., Bakur Khasib. (1997). Osoblyvosti rozrakhunku i proektuvannia fundamentnoi systemy «Z/b plyta-hruntova osnova-pali». [Features of calculation and design of the foundation system «reinforced concrete slab-soil base-piles»]. *Pratsi Mizhnarodnoi yuvileinoi konferentsii z pytan nadiinosti budivelnykh konstr.* Poltava. (in Ukrainian).

7. Tsymbal, S. Y., Kartseva, S. L. (2004). Metodyka rozrakhunku palovykh fundamentiv z urakhuvanniam roboty rostverku. [Calculation methodology for pile foundations taking into account grillage operation]. *Osnovy i fundamenty, vyp. 28.* 121-130. (in Ukrainian).
8. Sedin, V L., Bikus, E. M., Diuldev, A. O., Melnyk, A. M. (2013). Vprovadzhennia kombinovanoho plytno-palevoho fundamentu v Ukraini na prykladi budivnytstva pidzemnoho parkinhu v m. Odesa. [Implementation of a combined slab and pile foundation in Ukraine on the example of the construction of an underground car park in Odesa]. *Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo). Vyp. 3(38). T.2.* 321-329. (in Ukrainian).
9. Petrenko, V. D., Krysan, V. I., Krysan, V. V., Chehodaiev, I. S. (2021). Dosvid sporudzhennia palovo-plytnoho fundamentu v skladnykh inzhenerno-heolohichnykh umovakh. [Experience in the construction of pile-slab foundations in difficult engineering and geological conditions]. *Zbirnyk naukovykh prats «Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka». №19*. 78-84. (in Ukrainian).
10. Samorodov, O. V. (2015). Metod optymalnoho proektuvannia palovo-plytnykh fundamentiv bahatopoverkhovykh budivel za hranychno dopustymymy osidanniamy. [Method of optimal design of pile-slab foundations of multi-storey buildings by maximum permissible settlements]. *Naukovyi visnyk budivnytstva. Vyp. 1(79).* 96-100. (in Ukrainian).
11. Samorodov, O. V. (2016). Nova konstruktsiia plytno-palovoho fundamenta. [New design of the slab and pile foundation]. *Visnyk Prydniprovskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury. Vyp. 1 (214)*. 58-65. (in Ukrainian).
12. Samorodov, O., Tabachnikov, S., & Dytiuk, O., Bondar, O. (2023). Polovi doslidzhennia napruzhenoho stanu systemy «hruntova osnova – kombinovanyi palovo-plytnyi fundament» bahatofunktsionalnoho kompleksu u misti Kharkovi. [Field studies of the stress state of the system 'soil base - combined pile-slab foundation' of a multifunctional complex in Kharkiv]. *Osnovy ta fundamenty: naukovo-tekhnichnyi zbirnyk. Vyp.46.* 38-48. (in Ukrainian).
13. Ana Cláudia Frade de Faria. (2017). Foundation solutions for large buildings using combined piled-raft foundations. *Engineering, Environmental Science.* 10 p.
14. Katzenbach, R., & Choudhury, D. (2013). Combined Pile-Raft Foundation Guideline. *ISSMGE.* 23 p.
15. Katzenbach, R., et al. (2009). Instrumentationand Monitoring of a Piled Raft Foundation on Soft Soil. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 1850-1853.
16. Balakumar, V., Min. J. Huang, Erwin Oh, Nilan S. Jayasiri, Richard Hwang, & Balasubramaniam, A. S. (2021). Piled Raft on Sandy Soil. *An Observational Study. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 52 No. 3.* 51-65.
17. Phung Duc. (2016). Long Prediction of Piled Raft Foundation Settlement. A Case Study. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 47 No. 1.* 1-6.
18. Wang, Y., et al. (2016). Experimental Study on the Stress State of Piled Raft Foundation sunder Different Loading Conditions. *Journal of Zhejiang University-Science A (Applied Physics & Engineering)*. 1345-1356.
19. Elwakil, A. Z., & Azzam, W. R. (2016). Experimental and numerical study of piled raft system. *Alexandria Engineering Journal. Volume 55, Issue 1*. 547-560.
20. Lua Thi Hoang, & Tatsunori Matsumoto. (2020). Long-term behavior of piled raft foundation models supported by jacked-in piles on saturated clay. *Soils and Foundations, 60 (2020).* 198–217.
21. Fekadu Melese. (2022). Improved Performance of Raft Foundation Using Detached Pile Columns in Loose Subsoil Conditions. *Advances in Civil Engineering. Volume 2022(11).* 18 p.
22. Irfan Jamil, Irshad Ahmad, Wali Ullah, Mahmood Ahmad, Mohanad Muayad Sabri Sabri, & Ali Majdi. (2022). Experimental Study on Lateral and Vertical Capacity of Piled Raft and Pile Group System in Sandy Soil. *Applied Science. 2022, 12*. 2-18.
23. Mostafa Elsawwaf, Marwan Shahien, Ahmed Nasr, & Alaaeldin Magdy. (2022). The behavior of piled rafts in soft clay: Numerical investigation. *Journal of the Mechanical Behavior of Materials 2022, 31*. 426–434.
24. Maievska, I. V., & Blashchuk, N. V. (2023). *Robota pal i rostverku u skladi stovpchastykh palovykh fundamentiv*. [Operation of piles and grillage as part of columnar pile foundations]. Vinnytsia: VNTU. (in Ukrainian).
25. Maievska, I. V. Popovych, M.M., & Kreminska, Yu. O. (2022). Riznytsia v roboti korotkykh i dovhykh pal u skladi stovpchastoho palovoho

fundamentu za rezultatamy fizychnoho modeliuvannia. [Difference in the performance of short and long piles in a columnar pile foundation based on the results of physical modelling]. *Suchasni tekhnolohii, materialy ta konstruktsii v budivnytstvi, №2(33).* 108-118. (in Ukrainian).
26. Maievska, I. V., Blashchuk, N. V., & Kreminska, Yu. O. Osoblyvosti roboty palovykh kushchiv z korotkykh pal za danymy chyslovoho modeliuvannia. [Peculiarities of operation of pile bushes from short piles according to numerical modelling]. *Osnovy ta fundamenty, vyp.43.* 30-39. (in Ukrainian).
27. Maievska, I. V., & Hanushchak, Yu. V. (2024). Matematychne modeliuvannia roboty kompleksnoho stovpchastoho palovoho fundamentu. [Mathematical modelling of a complex columnar pile foundation]. *Zbirnyk materialiv LIII Naukovo-tekhnichnoi konferentsii pidrozdiliv Vinnytskoho natsionalnoho tekhnichnoho universytetu.* https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2024/paper/view/20500/17070. (in Ukrainian).
28. Osnovy ta fundamenty sporud: DBN V.2.1-10-2009. (2012) [Chynnyi vid 2012-07-01 do 2019.01.01]. K.: Minrehionbud Ukrainy. (in Ukrainian).
29. Osnovy ta pidvalyny budynkiv i sporud. Hrunty. Metod polovykh vyprobuvan paliamy. DSTU B V.2.1-1-95 (HOST 5686-94). (1996) [Chynnyi vid 1996-04-01]. K.: Minrehion Ukrainy. (in Ukrainian).

Efficiency of using an increased area grillage as part of a columnar pile foundation

Irina MAEVSKA,
Natalya BLASHCHUK
Oleksandr SHMUNDYAK

Summary. In this paper, we propose to apply the idea of an integrated foundation used for slab grillage to a columnar pile foundation. In mass design, having determined the required number of piles based only on their bearing capacity, they try to place them in a pile as compactly as possible to reduce the cost of the grillage, whose work is not taken into account. If the piles are placed at a considerable distance from each other or compactly placed under the column, but the grillage size is sufficiently large, this can compensate for the small number of piles by including the grillage in the work

The mathematical modelling of the pile foundation operation was performed using the SOFiSTiK software package. A study of the implementation of the pile foundation with a soil foundation was carried out, depending on the grillage size, length, number, placement of piles in the grillage and soil conditions. Homogeneous sandy and clayey foundation soil is considered. It is shown that in the case of using complex pile foundations with sparse pile placement and increased grillage area, the efficiency of the foundation as a whole and its individual elements increases. In order to save materials, it is possible to reduce the number of piles in a group while increasing the grillage size without losing the bearing capacity of the foundation. It is known that a pile is a much more expensive structure than a grillage, so reducing the number of piles while increasing the overall size of the grillage can lead to a more economical solution.

The mathematical modelling of the pile foundation operation using the SOFiSTiK software package confirmed the main conclusions on the distribution of forces between the elements of the pile foundation, obtained earlier by physical modelling on small-scale models and using the Plaxis 3D Foundation software package.

Keywords. Columnar pile foundation, grillage of increased area, driven pile, load redistribution, degree of bearing capacity realisation, complex pile foundation.

Захист від негативного впливу нового будівництва на існуючі будівлі в умовах вибіркової реконструкції

Василь МИТИНСЬКИЙ [1], Сергій БАРАНІК [2]

Одеська державна академія будівництва і архітектури
4, Дідріхсона, Одеса, Україна, 65029
[1]mitinskiy.v@gmail.com, orcid.org/0000-0003-3976-2531
[2] s.b.konstr@gmail.com, orcid.org/0009-0006-2943-9641

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.139-151

Анотація. В статті розглянуті та проаналізовані основні впливи нового будівництва на існуючу забудову в умовах вибіркової реконструкції кварталів. Виділено, що ключовим завданням проєктувальника є обмеження цих впливів, які умовно можна поділити на три основні види: а) впливи що можуть виникнути при зміні гідрогеологічних умов на будь якій стадії; б) впливи на стадії будівництва на усіх його етапах; в) впливи на стадії експлуатації – після завершення активних дій, але до кінцевої стабілізації ґрунтової основи нової та існуючої будівлі.

Результатом рішення завдання по обмеженню впливів до прийнятного стану, як правило, є чіткий і водночас гнучкий регламент, що з одного боку однозначно визначає необхідні заходи та роботи всіх етапів, а с другого - дозволяє на основі постійного моніторингу оперативне коригування заздалегідь прийнятих рішень. В статті підкреслюється, що обґрунтування і забезпечення надійності з пониженням негативних наслідків впливів потребує всебічного розгляду наявних умов будівництва – тож на кожному майданчику забудови є свої особливості, що пов'язані з інженерно-геологічними умовами, конструктивними рішеннями, загальним станом існуючих будівель.

На прикладі м. Одеса розглянуто досвід нового будівництва, в процесі якого реалізовані рішення, що дозволили визначити і знизити до прийнятного рівня негативний вплив нового будівництва на експлуатаційну придатність існуючої забудови. Показано що за схожими за деякими ознаками умовами будівництва з належним обґрунтуванням можуть прийматися рішення, що дуже відрізняються одне від одного.

Також у статті виконані дослідження ступені вагомості факторів впливу нового будівництва на існуючу забудову в стадії експлуатації. Для цього розглянуто як впливають на осідання існуючих будівель такі параметри як довжина шпунтової стінки і особливо її частина нижче вістря робочих паль, її жорсткість та взаємодія на контакті «шпунт – оточуючий ґрунт» додаткові навантаженнях від нової забудови. Наявно показано, що за рівних умов у проєктувальника є можливість варіювати вищенаведеними параметрами шпунта щоб без зниження надійності сумісної роботи нової і існуючих будівель прийняти рішення що найбільш доречні з позиції економічності та технологічності конкретного будівництва.

Ключові слова. Вибіркова реконструкція, впливи будівництва, інженерно-геологічні умови, шпунтова стінка, жорсткість паль.

Василь МИТИНСЬКИЙ
завідувач кафедри основ та фундаментів, к.т.н., доцент

Сергій БАРАНІК
науковий співробітник

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Нове будівництво біля існуючої будівлі уявляє собою вторгнення чи втручання у сталу напружено-деформовану зону ґрунтової основи її фундаментів. Це вторгнення відбувається поступово з різним рівнем тривалості, різних за характером впливів, що мають різну інтенсивність. При незмінності геологічних та гідрогеологічних умов через роки вторгнення завершується стабілізацією з формуванням нової єдиної сталої напружено-деформованої зони ґрунтової основи фундаментів обох будівель.

В умовах вибіркової реконструкції кварталів із щільною існуючою забудовою будівництво початково вимагає одночасного вирішення двох суперечливих завдань. Перше – це прагнення максимального використання площі забудови шляхом наближення нових об'єктів до існуючих будівель, друге – збереження експлуатаційної придатності останніх на стадії будівництва і подальшої експлуатації. Ситуація ускладняється обмеженим доступом до приміщень існуючої забудови при обстежені, неможливістю відкриття їх конструкцій. Це унеможливлює повноцінне обстеження несучих конструкцій із визначенням їхнього технічного стану, а отже, й оцінку спроможності протистояти негативним впливам, зокрема додатковим нерівномірним осіданням.

Наявність таких складнощів потребує всебічного обґрунтування рішень по мінімізації впливу на технічний стан існуючої забудови протягом усього процесу – від підготовки майданчика до стабілізації деформацій основи. Досягнення мети вимагає впровадження передових проєктних і технологічних підходів при влаштуванні нульового циклу, суворого дотримання регламентів для кожного етапу будівництва, включно з розбиранням конструкцій, а також превентивного підсилення існуючих будівель і постійного моніторингу їхнього стану.

Впливи, що розглядаються, умовно можна поділити на три основні види: а) впливи що можуть виникнути при зміні гідрогеологічних умов на будь якій стадії; б) впливи на усіх етапах стадії будівництва; в) впливи на стадії експлуатації – після завершення активних змін, але до кінцевої стабілізації.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Визначення факторів впливу на існуючу забудову залежно від типу огороджувальних конструкцій та глибини котловану розглянуто в роботах (Броневицький А.П., 2014; Шумаков І.В. та ін., 2023). Формування напружено-деформованого стану в підпірних стінах залежно від їх конструкцій, в тому числі з використанням 2D та 3D моделювання, описано в роботах (Бойко І.П. та ін., 2019; Бондарева Л.О. та ін., 2022; Блащук Н.В. та ін., 2022; Носенко В.С. та ін., 2023; Зоценко М.Л. та ін., 2013). Оцінку впливу на існуючі будівлі, вибір оптимальних конструктивних рішень з врахуванням технології їх влаштування наведено в роботах (Носенко В.С. та ін., 2013; Бондарева Л.О. та ін., 2022).

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є встановлення факторів, що обумовлюють негативний вплив нового будівництва на існуючі будівлі, визначення ступеню цього впливу на прикладі інженерно-геологічних умов м. Одеса. На основі аналізу характеру зміни НДС ґрунтів основи обґрунтування рішень, які дозволяють забезпечити до прийнятного рівня придатності існуючих будівель в подальшій їх експлуатації.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Прийняті рішення при будівництві в умовах вибіркової реконструкції повинні забезпечити збереження надійності існуючої забудови на всіх етапах нового будівництва, на стадії подальшої експлуатації і при цьому максимально унеможливити техногенні зміни гідрогеологічних умов.

Завдання обмеження впливів зазвичай є комплексним і прийняті рішення поєднують в собі водночас декілька функцій. Наприклад, будівельна конструкція огородження котловану, що обмежує вплив на стадії

будівництва, може водночас бути шпунтовою стіною, що відсікає зону осідання нової будівлі і тим самим обмежує впливи на стадії експлуатації. Іноді ще й мати функцію протифільтраційного екрану, що запобігає зміні гідрогеологічних умов в основі будівлі, що зберігається. Але з економічних міркувань не завжди доцільно об'єднувати функції однією конструкцією. Якщо брати до уваги конструкційні заходи, то навіть в наведених вище заходах можна за конкретних умов розділити потрібні функції вимогами до жорсткості конструкції. Так для протифільтраційної завіси що не має інших функцій вимоги з жорсткості як правило не висуваються, а вимоги до жорсткості огородження котловану можуть бути на порядки вище ніж до шпунтової стіни, що несе тільки функцію розділу зони осідань будівель.

Нижче наведені приклади конкретних майданчиків будівництва в м. Одеса, для яких визначалися локальні фактори, що в місцевих умовах набули визначального значення для прийняття рішень щодо будівельних конструкцій огородження котлованів, шпунтових огороджень, умов та обмежень при зведені будівель.

До майданчику нового будівництва житлового будинку з підземним паркінгом по вул. Леонтовича, 16 з двох сторін примикають 5-и поверхова житлова і 2-ох поверхові адміністративні будівлі, показано наРис.1. Розглянемо західну сторону майданчика на ділянці примикання житлового дома. Конструктивна схема будинку безкаркасна з несучими повздовжніми і самонесучими торцевими кам'яними стінами, які спираються на

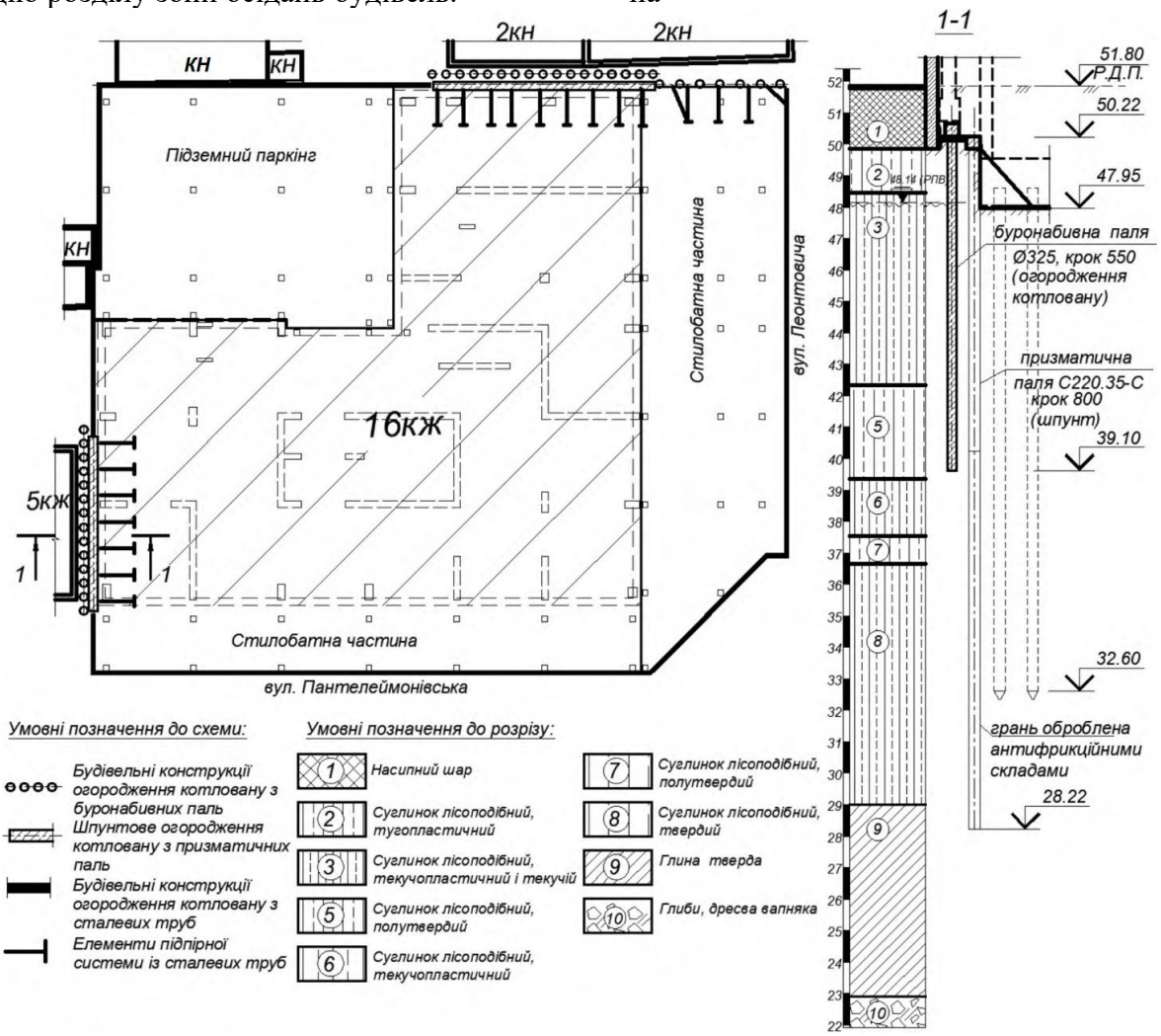


Рис.1. Схема майданчика будівництва житлового будинку по вул. Леонтовича, 16.
Fig. 1. Scheme of the construction site of a residential building at 16 Leontovycha Street

стрічкові бетонні фундаменти з глибиною закладання підошви 2,0м.

За результатами обстежень встановлено наявність залізобетонних поясів по периметру несучих стін і визначено технічний стан відповідно до ДСТУ 9273:2024 (2024), як задовільний. Підошва фундаментів спирається на лесоподібний суглинок, що характеризується просадними властивостями і є чутливим до зміни гідрогеологічних умов. На момент початку будівництва РПВ був виявлений на глибині біля 4,8м, що становило 2,8м нижче підошви фундаментів.

Встановлено, що до впливів які можуть привести до погіршення технічного стану існуючої 5-и поверхової житлової будівлі відносяться: процес вдавлювання паль, відкопка котловану, навантаження пального фундаменту в процесі нового будівництва. Через високий рівень ґрунтових вод будівля також є чутливою до вібродинамічних впливів на основу біля фундаментів. На основі обстежень і проєктних рішень фундаментів нової будівлі розробляли конструктивно-технологічні рішення для огородження котловану, щоб обмежити вплив на стадії будівництва, та рішення для шпунтової стіни, щоб відсікти зону осідання нової будівлі й обмежити вплив на стадії експлуатації. З врахуванням навантажень від нової будівлі були визначені характер впливу на існуючу забудову, простягання зони впливу у плані та за глибиною.

Через занадто глибоку зону впливу була встановлена недоречність влаштування однієї будівельної конструкції, що слугувала б водночас і огородженням котловану і шпунтовим відсіканням зони деформацій, оскільки для огородження котловану потребувалась значно вища жорсткість ніж для шпунта. Мета не могла бути досягнута зупинкою частини «огороджувально-шпунтових» елементів на менших глибинах, достатніх лише для защемлення огорожі, і занурення інших на потрібну для шпунту глибину, тому що це призвело б до надмірного розряджання шпунтового огородження, що має бути суцільним, і, як наслідок, до втрати його функціональності.

За вищенаведене механізм прийняття рішень полягав у визначенні необхідної конструкції роздільного шпунта на першому етапі, і на другому – визначення жорсткості і відповідної конструкції огородження, враховуючи прийнятий шпунт. Основними критеріями поетапних розрахунків для визначення параметрів обох рядів була доцільність саме того чи іншого рішення та його доречність з урахуванням обмеження впливу на забудову. Тобто не задавалась мета повністю виключити вплив нового будівництва, а зберегти експлуатаційну надійність житлового будинку за певного рівня осідань і фактично встановленої під час обстежень його жорсткості. Ці розрахунки виконувались поступовим ітераційним шляхом, при якому приймалося до уваги, що різні за функціональністю палі працюють у двох непоєднаних між собою рядах. Через це необхідну довжину паль огородження котловану визначали через «нульову» поперечну силу, але враховувалося, що не можна зупиняти палю огородження вище, ніж її вплив перестане знижувати зусилля в шпунтовій палі в межах несучої здатності останньої. Одним з ключових елементів, що понижує ступінь негативного впливу нового будівництва на забудову що зберігається на стадії експлуатації, тобто після завершення активних робіт до стабілізації осадок, є шпунтове огородження. Для встановлення вагомості тих чи інших параметрів шпунтового огородження, що слугує для обмеження деформацій забудови, було виконано дослідження його функціональності. Дослідження проводилося шляхом чисельного експерименту у програмному комплексі Plaxis 2d, з варіюванням таких параметрів: довжина шпунту, його жорсткість та взаємодія на контакті «шпунт – оточуючий ґрунт».

Оскільки функціональним призначенням шпунтового огородження є відсікання впливу осадок нової будівлі, то для дослідження були прийняті 4 рівня довжини шпунту. Перший рівень (L1) – повне відсікання с заглибленням шпунту на 0.5-1.0 метрів нижче зони деформацій від нового будинку. Четвертий рівень (L4) – заглиблення шпунту на рівні нижніх кінців паль нового будинку. Другий та третій рівні (L2, L3) –

проміжні рівні, що приблизно рівномірно ділять проміжок між L1 та L4.

При розробці рішень огородження котловану одним із найважливіших критеріїв підбору будівельної конструкції є її згинальна жорсткість. Саме через це досить часто у практиці проєктування визначається необхідна жорсткість елементу огородження котловану і потім довжина цього елементу збільшується до необхідної, щоб елемент водночас мав функцію шпунтової огорожі. Зважаючи на це у чисельному експерименті другим параметром було визначення впливу згинальної жорсткості шпунту на його функціональність. Жорсткість варіювалася у достатньо широкому діапазоні з кроком рівнів у один порядок – тобто наступний рівень жорсткості отримували з попереднього шляхом ділення на 10. Усього розглядалося 4 рівні згинальної жорсткості і таким чином четвертий рівень мав жорсткість у 1000 разів менший за перший рівень. За другий рівень приймалася згинальна жорсткість $EI2=5.0*10^4$кНм^2/м, що відповідає ряду призматичних паль стороною 0.35м з кроком 0.8м. Для наочності наведемо приклади з примірними відповідностями інших рівнів згинальної жорсткості з реальними будівельним конструкціям. Перший рівень - ряд буронабивних паль діаметром 0.8м з кроком 1.2м. Третій рівень - ряд паль діаметром 0.2м з кроком 0.45м. Четвертий рівень - ряд сталевих труб 89*4 з кроком 0.4м.

Вагомим фактором на функціональність шпунту також є взаємодія на контакті «шпунт – оточуючий ґрунт». Очевидно, що у випадку ковзання ґрунту об елемент шпунту додаткові осідання не зможуть у повній мірі передатися за шпунтовий ряд. Для моделювання взаємодія на контакті «шпунт – оточуючий ґрунт» у програмному комплексі Plaxis 2d застосовується коефіцієнт R_{inter}, що визначає ступінь зниження міцнісних характеристик ґрунту на межі контакту зі шпунтом порівняно з властивостями самого ґрунту, тобто:

$$\tan \varphi_{interface} = R_{inter} \times \tan \varphi_{soil} \quad (1)$$

де: $\varphi_{interface}$ - кут внутрішнього тертя на межі контакту (зменшений);
φ_{soil} - кут внутрішнього тертя ґрунту (заданий у моделі ґрунту);
R_{inter} - коефіцієнт зменшення ($0 \le R_{inter} \le 1$).

$$c_{interface} = R_{inter} \times c_{soil} \quad (2)$$

де: $c_{interface}$ - зчеплення на межі контакту; c_{soil} - зчеплення ґрунту.

Коефіцієнт R_{inter} у чисельному експерименті приймавсь також на чотирьох рівнів – 0.1, 0.4, 0.7, 1.0. Таким чином варіювалося трьома факторами по чотири параметри у кожному. Було отримано 64 результати, що дозволило дослідити внесок кожного з параметрів на обмеження впливу нового будівництва. Результати дослідження винесені на гістограму приведену на Рис.2, а на Рис. 3 для незмінній жорсткості шпунту (призматичні палі) наведено характер переміщень у масиві ґрунту при різних довжинах і рівнях взаємодії «шпунт-ґрунт основи».

За результатами аналізу отриманих даних були визначені параметри шпунтового огородження, яке дозволяло забезпечити експлуатаційну придатність житлового будинку і було ефективним з економічної точки зору.

Конструктивно-технологічні рішення з обмеження впливу на існуючу забудову включали: а) влаштування ряду буронабивних паль огородження котловану діаметром 32.5см довжиною 11.0м з піонерного котловану безпосередньо біля фундаментів будівлі що зберігається; б) влаштування шпунтового ряду призматичних вдавлюваних паль перерізом 35см довжиною 22.0 метри безпосередньо біля фундаментів нової будівлі; в) влаштування підпірної системи у ростверк шпунтового ряду з спиранням на об’єднані палі нової будівлі на етапі розробки котловану; г) переспирання паль огородження котловану та шпунтових паль на нові будівельні конструкції; д) моніторинг вдавлювання паль згідно розробленого регламенту. Будівництво велося з регулярним контролем, що дозволяло запобігати змін гідрогеологічних умов в результаті витоків чи інфільтрації атмосферної вологи, підйому РПВ в процесі вдавлювання паль. Також контролювалися та обмежувалися

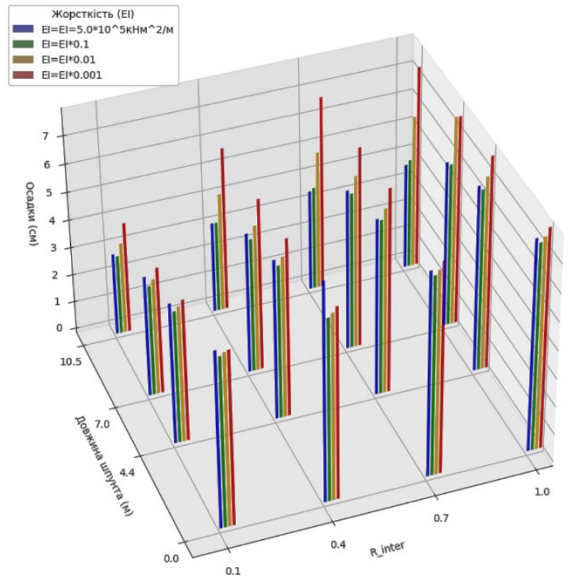


Рис.2. Результати дослідження параметрів шпунту по вул. Леонтовича, 16.

Fig. 2. Results of research of sheet pile parameters on 16 Leontovycha Street.

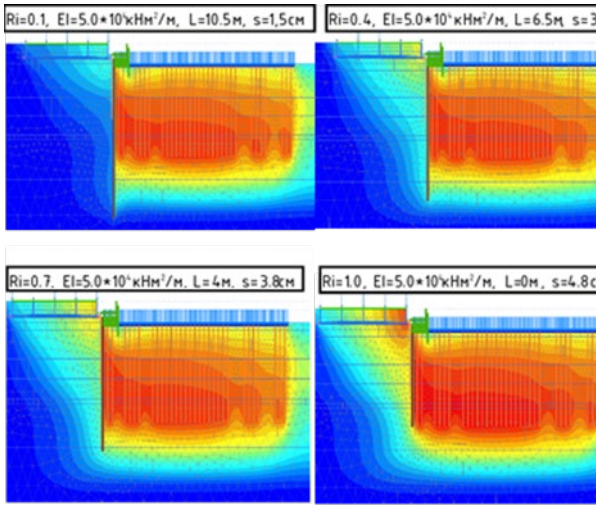


Рис. 3. Характер переміщень у масиві ґрунту при змінах параметрів шпунту по вул. Леонтовича.

Fig. 3. The nature of displacements in the soil massif when changing the sheet pile parameters along Leontovycha Street.

технологічні вібродинамічні впливи на основу поблизу забудови.

На усіх етапах будівництва і під час начального терміну експлуатації житлового дому (до досягнення стабілізації осідань) виконувавсь моніторинг осідань. Фактично за результатами інструментальних вимірів було визначено, що для прийнятих рішень додаткове максимальне (середнє) осідання в результаті впливів склало 1,7 (1,0) см на етапі будівництва та додатково 3,9 (2,7) см на етапі експлуатації. Відносна деформація не перевищила допустимих значень (0.00205<[0.0022]), а повторними обстеженнями не встановлено погіршення технічного стану його несучих конструкцій.

Будівництво житлово-готельного комплексу з підземним паркінгом по вул. Французький бульвар, 3 відбувалося в стиснених умовах - східною та південною межами будівельний майданчик впритул примикав до малоповерхових будівель та споруд внутрішньоквартальної забудови. Через відсутність доступу до приміщень триповерхового адміністративного будинку, що розташований з півдня його технічний стан та основні параметри конструктивної схеми визначалися по зовнішнім ознакам. При візуальних обстеженнях ознак нерівномірних осідань у вигляді осадочних тріщин не зафіксовано.

Конструктивна схема – безкаркасна з несучими стінами з кам’яної кладки. Закладання підошви фундаментів – 1.7м. Підошва фундаментів спирається на лесоподібний суглинок, що характеризується просадними властивостями від додаткових до природних навантажень і є чутливим до зміни гідрогеологічних умов. На момент початку будівництва РПВ був виявлений на глибині біля 4,0м, що становило 2,8м нижче підошви фундаментів. Технічний стан будівлі визначений згідно [ДСТУ 9273:2024, 2024] як задовільний.

При розробці заходів обмеження впливу нового будівництва на триповерхову існуючу будівлю з південної сторони виходячи з економічних міркувань та за погодженням з її власниками було поставлено завдання виключити можливість порушення будь яких вимог першої групи граничних станів та з огляду на вимоги другої групи граничних станів - забезпечити цілісність будівлі на стадіях будівництва та подальшої експлуатації нової забудови. З цих міркувань параметри захисних споруд визначалися таким чином, щоб на усіх стадіях та етапах будівництва була забезпечена їх несуча здатність,

і, відносні осідання існуючої будівлі не перевищували допустимих згідно з ДБН В.2.1–10:2018. (2018). По результатам розрахунків було встановлено, що навіть без заходів щодо обмеження осідань на стадії експлуатації нової забудови розрахункові відносні осідання триповерхової існуючої будівлі не перевищували допустимих нормами відносних осідань (0.00138<[0.0015]). У цьому зв'язку надалі під час розроблення заходів щодо обмеження впливу основне направлення роботи було націлене на обмеження осідань на стадії будівництва та забезпечення несучої спроможності будівельних конструкцій огородження котловану. Фрагмент план-схеми огородження котловану, а також посадку будівельних конструкцій на інженерно-геологічний розріз приведений на Рис.4.

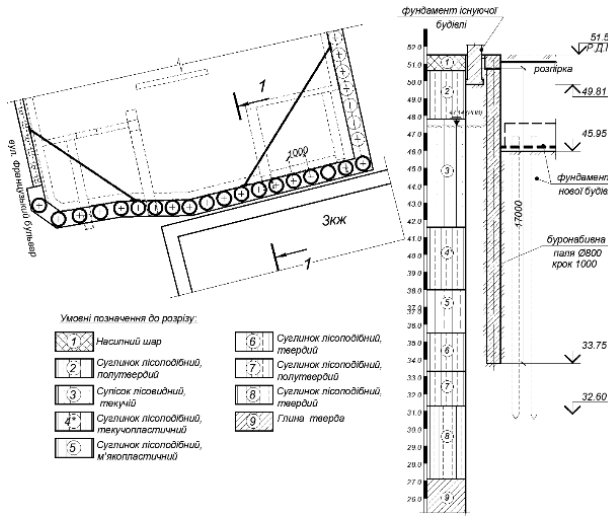


Рис.4. Фрагмент схеми будівельного майданчика по вул. Французький бульвар, 3

Fig. 4. Fragment of the construction site scheme at 3 Frantsuzky Boulevard

По розрахункам за наведеними критеріями були визначені потрібні параметри буронабивних паль та встановлена необхідність влаштування розпірної системи шляхом влаштування розпірок у ростверки ортогональних рядів паль. Розрахункові максимальні (середні) осідання від впливів склали - 1.6 (1.1) см на етапі будівництва та додатково 2.9 (1.7) см на етапі експлуатації. Розрахункові переміщення у масиві ґрунтів в основі існуючої триповерхової будівлі на стадії розробки котловану показано на Рис.5. Розрахункові переміщення в основі після зведення житлово-готельного комплексу показано на Рис.6.

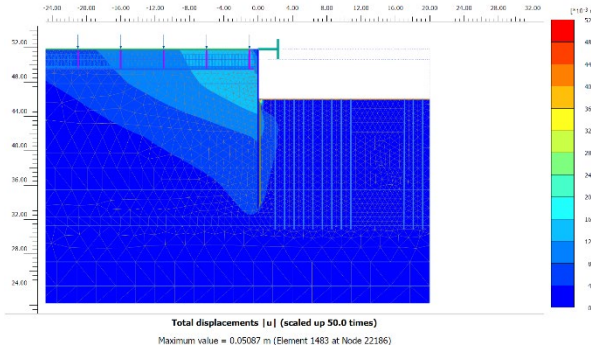


Рис.5 Загальні переміщення на етапі розробки котловану (Французький бульвар, 3)

Fig. 5. General displacements during the pit excavation stage (French Boulevard, 3)

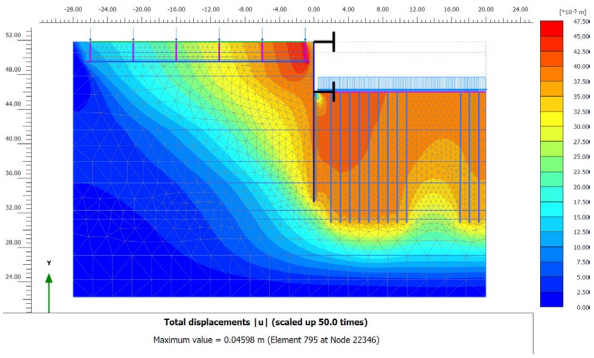


Рис.6. Загальні переміщення на етапі експлуатації (Французький бульвар, 3)

Fig.6. General displacements during the operation stage (French Boulevard, 3)

Конструктивно-технологічні рішення з обмеження впливу на існуючу забудову включали: а) влаштування ряду буронабивних паль огородження котловану діаметром 80см довжиною 17.0м безпосередньо біля фундаментів будівлі, що зберігається; б) влаштування розпірної системи у ростверки ортогональних рядів паль. Заходи щодо незмінності гідрогеологічних умов на стадії будівництва полягали у реалізації комплексу водозахисних заходів.

Будівельний майданчик нового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення та підземним гаражем по вул. Єврейській, 3 межею

паралельною вул. Канатній між вул. Єврейська та Троїцька примикав к різноповерховим будинкам існуючої забудови. Зі сторін вул. Єврейської та вул. Троїцької існуючі будівлі уявляли собою 4-и поверхові житлові безкаркасні будинки. Інші будівлі вздовж межі – двоповерхові житлові будинки та господарчі споруди, показано на Рис. 7.

Складність умов будівництва нового житлового будинку впритул до існуючої забудови полягала в наступному: а) в основі будинків існуючої забудови залягали просадні ґрунти що в умовах замочування через просадку мають додаткові осідання у межах 2.1см; б) наявні умови не виключали у майбутньому формування горизонту ґрунтових вод типу «верховодки» в лесоподібних суглинках в) за результатами обстежень технічний стан окремих будівель, що зберігаються, був визначений як незадовільний (ДСТУ 9273:2024, 2024); г) за тривалий час експлуатації окремі будинки що мали розбиратися, та будинки, що зберігалися утворили між собою єдиний зблокований будівельний об’єм у якому видалення однієї з частин може призвести до додаткових переміщень чи навіть руйнувань інших; д) деякі з будинків внутрішньоквартальної забудови, що розбиралися, не мали дублюючої несучої стіни за межею будмайданчика, і стіну потрібно було зберігати, тобто розбирання таких будинків потребувало реалізації комплексу заходів що забезпечують стійкість фрагментів, що зберігаються для будинків, що підлягали розборці. При розробці заходів обмеження впливу нового будівництва на забудову також враховувалося можливість реалізації «баражного» ефекту практично у всій плямі забудови через будівництво підземного гаражу.

При аналізі умов будівництва з урахуванням наведених факторів були сформовані основні напрямки заходів щодо обмеження впливу. За результатами розрахунків встановлено незначний можливий вплив нового будівництва на забудову на стадії експлуатації. Це пояснюється відносно невеликими навантаженнями на основу від нового будинку (6.5…7.5 наземних поверхів), та наявністю відносно жорстких ґрунтів в основі фундаментів нової будівлі у вигляді вапняків черепашників. З іншої сторони запобігання прояву можливого негативного впливу на існуючі будівлі приділялась на усіх етапах будівництва, починаючи з підготовчих робіт та завершуючи роботами по оздобленню. Причиною цього є вищенаведені фактори, що ускладнюють умови будівництва, а також об’ємно-планувальні рішення нового будівництва в частині заглиблення до 10.0м відносно рівня денної поверхні.

Також суттєвим видом впливу на існуючу забудову розглядалась можлива зміна гідрологічних умов, а саме локальне замочування ґрунтів основи фундаментів. Прояв цього фактору особливо не прийнятний стосовно малоповерхової внутрішньоквартальної забудови, оскільки, по-перше, лесова товща в основі цих будинків має найбільшу потужність (до 3.5м), а, по-друге, через хаотичність та безсистемність зведення вони мають конструктивні рішення, для яких характерна чутливість до нерівномірних осідань.

На ділянці примикання будівельного майданчика до будинку №1 по вул. Єврейській встановлено, що їх будівельні конструкції утворили єдину систему і фактично зблокувалися. Простіше сказати – сперлися один на одного. Тобто розбирання могло супроводжуватися розвитком наявних та утворенням нових тріщин осідання у стінах будинку №1. Для запобігання цьому на підготовчому етапі будівництва виконувались роботи по поверховому превентивному підсиленню його будівельних конструкцій будинку що зберігається, а також переспиранні його на підсилений фрагмент фундаментної стіни будинку що розбирався, показано на Рис. 7. переріз1-1.

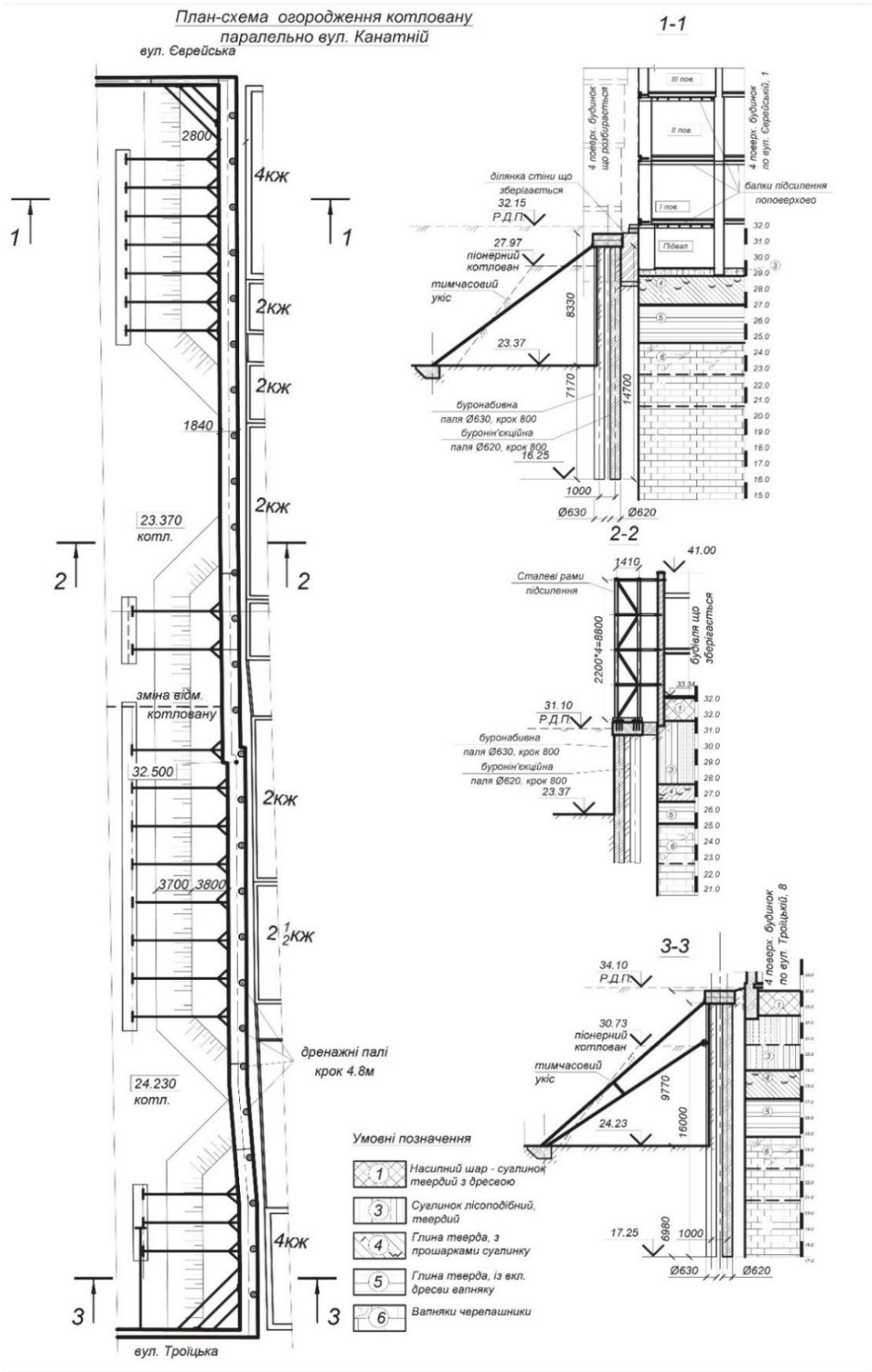


Рис.7. Ділянка вздовж вул. Канатної будівельного майданчику на вул. Єврейська, 3
Fig. 7. The area along Kanatna Street, the construction site at 3 Yevrey

На ділянці примикання до малоповерхових будівель внутрішньоквартальної забудови деякі з об'ємів, що розбиралися, мали спільну стіну з будівлями, що зберігалися. На деяких ділянках стіни об'ємів, що розбиралися, слугували роздільною огорожею двору. Для збереження фрагментів зазначених стін і забезпечення стійкості торцевих стін житлових будівель були влаштовані сталеві рами, на які й було виконане їх переспирання, показано на Рис. 7, переріз 2-2.

Конструктивно-технологічні рішення з обмеження впливу на існуючу забудову на стадії будівництва окрім вищезазначених включали: а) влаштування двох рядів бурових паль діаметром 620..630мм довжиною 14.5…17.0м вздовж всієї межі ділянки, що паралельна вул. Канатній; б) етапну розробку котловану з встановленням в залежності від глибини котловану та навантажень одно- чи дворівневої підпірно-розпірної системи, з підпорками, що спиралися на спеціальні упорні фундаменти, рис.7, перерізи 2-2 і 3-3; в) локальні підсилення окремих будівельних конструкцій існуючої забудови. Усі роботи щодо заходів по зменшенню впливу на стадії будівництва, у тому числі з превентивного підсилення, влаштування паль, етапної розробки котловану виконувались за чітким регламентом і при постійному моніторингу існуючих конструкцій, в тому числі інструментальними наглядами за осіданнями.

Бурові палі огородження котловану виконувались двох типів. Задля мінімізації технологічного впливу на забудову ближчий до існуючих фундаментів ряд виконувавсь із буроін'єкційних паль діаметром 620мм, а для зменшення вартості будівництва другий ряд виконувавсь із буронабивних паль діаметром 630мм.

Для будинку по вул. Єврейська 1 розрахункові максимальні (середні) осідання від впливів на етапі будівництва склали - 0.8 (0.4)см, на етапі експлуатації додатково 0.5 (0.3) см. Розрахункові переміщення у масиві ґрунтів в основі будинку, що зберігається, на стадії розробки котловану наведені на рис. 8, а переміщення в основі після зведення нового будинку - на рис. 9.

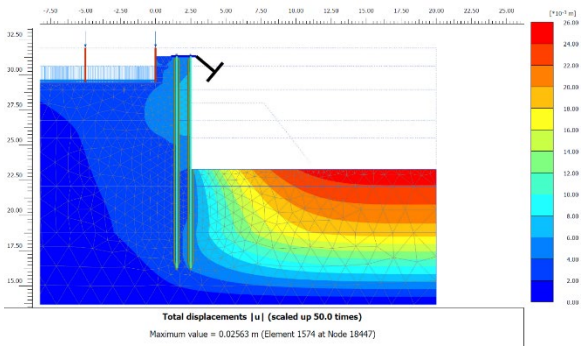


Рис. 8. Загальні переміщення на етапі розробки котловану (Єврейська, 3)
Fig. 8. General displacements at the pit development stage (Yevreyska, 3).

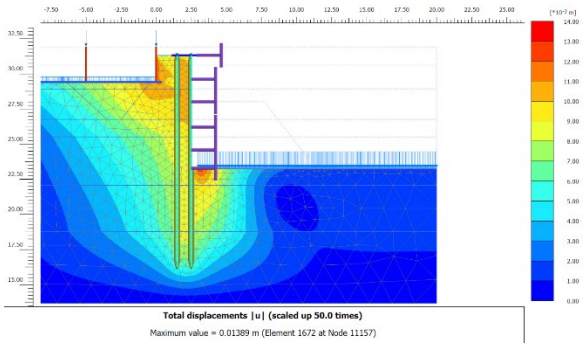


Рис. 9. Загальні переміщення на етапі експлуатації (Єврейська, 3)
Fig. 9. General displacements during the operation phase (Yevreyska, 3)

Рішення з незмінності гідрологічних умов полягали а) у реалізації комплексу водозахисних заходів на всіх етапах будівництва та подальшої експлуатації; б) влаштуванні вздовж існуючої забудови дренажних паль, що уявляли собою свердловини діаметром 630мм з кроком 4.8 довжиною 14.5…17.0м, що на всю висоту відсипалися щебнем фракції 20..40 мм. Функціональне призначення паль – перехоплення можливих протікань чи інфільтрації атмосферної вологи та відведення її у нашарування вапняків-черепашників.

При розробці рішень була виконана оцінка можливих додаткових осідань у випадку зміни гідрологічних умов з локальним замочуванням основи будинку №1 по вул. Єврейській зі сторони нової будівлі. Розрахункові додаткові максимальні осідання від зміни гідрологічних умов склали 1.4см.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Досліджені в статті та апробовані в практиці будівництва в стислих умовах забудови у м. Одеса методи захисту існуючи будівель дають змогу забезпечити їх надійність та зберегти експлуатаційну придатність. Встановлена ефективність влаштування окремо конструкцій огородження котловану і роздільного шпунту для зниження або виключення взаємного впливу існуючих і нових фундаментів.

Для збереження існуючої забудови в умовах просадних лесових ґрунтів і при можливому коливанні рівня підземних вод рекомендується застосовувати комплексний підхід, узгоджуючи конструктивні рішення нових об'єктів з рішеннями щодо захисту забудови на всіх етапах зведення та подальшої експлуатації. При такому підході запроваджувати гнучкий регламент будівництва, який на основі моніторингу забезпечить стабільність існуючої забудови шляхом оперативного коригування проєктних рішень впродовж всіх етапів зведення.

ЛІТЕРАТУРА

1. Броневицький, А.П. (2014). Особливості висотного будівництва в умовах ущільненої міської забудови в Україні. *Збірник "Науковий вісник будівництв, 3*(77), 45-48.
2. Шумаков, І.В., Басанський, В., Фурсов, Ю.В., Братішко, С.М., & Савченко, О.І. (2023). Визначення зони впливу виконання робіт при новому будівництві на навколишню забудову. *Збірник "Науковий вісник будівництва", 1*(109), 17-22.
3. Блащук, Н.В., Маєвська, І.В., & Губашова В.Є. (2022). Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки. *Збірник наукових праць «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві», 33*(2), 132-141. DOI 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
4. Бондарева, Л.О. Носенко В.С., & Маламан А.Р. (2022). Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стін складних конфігурацій *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*, 45, 9-21. DOI:10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
5. Бойко, І.П., & Ручківський, В.В. (2019). Вплив фундаментів будинку на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник»,* 38*,* 9-15. DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.9-15.
6. Носенко, В., Бондарева, Л., Хоронжевський, М., & Кашоїда, О. (2023). Оцінка впливу висотного будинку на напружено-деформований стан фундаменту та конструкцій існуючих будівель щільної забудови *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*», 47, 49-60. DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.
7. Зоценко, М.Л., Винников, Ю.Л., Харченко, М.О., Марченко В.І., Виноградова, А.М., Костенко В.О., & Титаренко В.А. (2013). Моделювання напружено-деформованого стану зсувного схилу. *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, *3*(38), 160-196.
8. Носенко, В., & Маламан, А. (2023). Вибір оптимальних параметрів підпірної стіни огородження котловану в умовах щільної забудови з врахуванням її просторової. *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*», 46, 141-152. DOI:10.32347/0475-132.46.2023.141-152.
9. Бондарева, Л., & Хоронжевський, М. (2022). Оцінка впливу процесу влаштування огороджувальних конструкцій котловану на оточуючу забудову. *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник,* 45, 22-32. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.22-32
10. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість: ДСТУ 9273:2024 (2024). К.: ДП «УкрНДНЦ».
11. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. (2018) – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіон України.

REFERENCES

1. Bronevytskyi A.P. (2014). Osoblyvosti vysotnogo budi v umovakh ushchilnenoi miskoi zabudovy v Ukraini. *Zbirnyk "Naukovyi visnyk budivnytstva", 3*(77)*,* 45-48. (in Ukrainian)
2. Shumakov, I.V., Basanskyi, V.O., Fursov, Yu.V., Bratishko, S.M., & Savchenko O.I. (2023). Vyznachennia zony vplyvu vykonannyi robit pry novomu budivnytstvi na navkolyshnyu zabudovu. *Zbirnyk "Naukovyi visnyk budivnytstva", 1*(109*)*, 45-48. (in Ukrainian).
3. Blashchuk N.V., Maievska I.V., & Hubashova, V.E. (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] *Zbirnyk naukovykh prats «Suchasni tekhnolohii, materialy i konstruktsii v budivnytstvi». – Vinnytsia: VNTU. 33* (2), 132-141. (in Ukrainian) DOI 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141

4. Bondareva L.O., Nosenko V.S., & Malaman A.R. (2022) Vykorystannia 2D та 3D modelyuvannya dlia otsinky napruzheno-deformovanoho stanu pidpirnykh stin skladnykh konfiguratsiy. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk,* 46, 141-152 (in Ukrainia). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
5. Boyko, I.P., & Ruchkivskyi, V.V. (2019). Vplyv fundamentiv budynku na napruzheno-deformovanyi stan utrymuyuchykh konstruktsii. [Influence of the building foundations on the stress-strain state of the retaining structures]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Osnovi i fundamenti», 38*, 9-15 (in Ukrainian). DOI:10.32347/0475-1132.38.2019.9-15
6. Nosenko, V., Bondareva, L., Khoronzhevskyi, M., & Kashoida, O, (2023). Otsinka vplyvu vysotnogo budynku na napruzheno-deformovanyi stan fundamentu ta konstruktsii isnuiuchykh budivel shchilnoi zabudovy. [Assessment of the impact of a high-rise building on the stress-strain state of the foundation and structures of existing buildings in dense development]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk,* 47*,* 49-60 (in Ukrainia). DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.49-60.
7. Zotsenko, M.L., Vinnikov, Yu.L., Harchenko, M.O., Marchenko, V.I., Vinogradova, A.M., Kostenko, V.O., & Titarenko, V.A. (2013). Modelyuvannya napruzheno-deformovanogo stanu zsuvnogo shilu. [Simulation of the stressed-deformed state of soil massif of landslide slope]. *Zbirnik naukovih prats (Galuzeve mashinobuduvannya, budivnitstvo) Poltava: PoltNTU, 3*(38)*,* 160-169 (in Ukrainian).
8. Nosenko V., & Malaman, A. (2023). Vybir optymalnykh parametriv pidpirnoi stiny ogorodzhennia kotlovanu v umovakh shchilnoi zabudovy z vrakhuvannyam ii prostorovoi zhorstkosti [The choice of optimal parameters of the retain-ing wall of the pit enclosure in conditions of dense construction, taking into account its spa-tial rigidity]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk,* 46, 141-152 (in Ukrainia). DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.141-152
9. Bondareva, L. (2022) Otsinka vplyvu vlashtuvannia ogorodzhuvalnykh konstruktsii kotlovanu na otochuiuchu zabudovu [Assessing the impact of the process of con structing foundation pit enclosure structures on surrounding building]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk,* 45, 22-32 (in Ukrainia). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.22-32
10. Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinyuvannia ikhnyoho tekhnichnoho stanu. Mekhanichyj opir ta stiyukist: DSTU 9273:2024. (2024) K.: DP «UkrNDNTS», 95 (in Ukrainia).
11. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018. (2018) – [Chynnyi vid 2019.01.01]. – K.: Minregion Ukrainy, 36 (in Ukrainia).

Protection from the negative impact of new construction on existing buildings in conditions of selective reconstruction

Vasyl MITINSKY
Serhiy BARANIK

Summary. The article examines and analyzes the main impacts of new construction on existing buildings under the conditions of selective street block reconstruction. It is emphasized that the key task of the engineer is to limit these impacts, which can be conventionally divided into three maintypes:

a) impacts that may arise due to changes in hydrogeological conditions at any stage; b) impacts during the construction at all its phases; c) impacts during the post-construction stage – after active construction activities have ended but before the final stabilization of the soil base of both the new and existing buildings.

The solution to the task of limiting impacts to an acceptable state generally results in a precise and simultaneously adaptable regulation. On one hand, it clearly defines the necessary measures and activities at all stages, and on the other – it allows for operational adjustments of pre-established decisions based on continuous monitoring. The article emphasizes that substantiating and ensuring reliability while minimizing negative consequences requires a comprehensive consideration of the existing construction conditions – as each development site has its own characteristics related to

engineering and geological conditions, structural solutions, and the general state of existing buildings.

The experience of new construction in Odesa is considered, in which solutions were implemented that allowed for identifying and reducing the negative impact of new construction on the operational suitability of existing buildings to an acceptable level. It is shown that even under seemingly similar construction conditions, significantly different decisions can be made with proper justification.

The article also presents research on the significance of factors affecting the impact of new construction on existing buildings during the operational phase. Specifically, it examines how parameters such as the length of the sheet pile wall (especially the portion below the tips of the working piles), its stiffness, and the interaction at the "sheet pile - surrounding soil" contact, along with additional loads from the new construction, affect settlement of existing buildings. It is clearly shown that, under equal conditions, the engineer has the ability to vary the mentioned parameters of the sheet pile wall to make decisions that are most appropriate in terms of cost-efficiency and construction technology, without compromising the reliability of the joint performance of the new and existing buildings.

Keywords. Selective reconstruction, construction impacts, engineering-geological conditions, sheet pile wall, pile stiffness.

Пальові фундаменти будівель на основі з шарами вапняків

Василь МИТИНСЬКИЙ [1], Тетяна СУШИЦЬКА [2], Юрій ВИННИКОВ [3], Максим ХАРЧЕНКО [4]

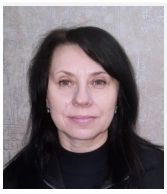
[1, 2] Одеська державна академія будівництва і архітектури
40, Дідріхсона, Одеса, Україна, 65029
[3, 4] Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
24, просп. Першотравневий, м. Полтава, Україна, 36011
[1]mitinskiy.v@gmail.com, ORCID: 0000-0003-3976-2531
[2]staoif17@gmail.com, ORCID: 0000-0001-9916-3699
[3] vynnykov@ukr.net, https://orcid.org/0000-0003-2164-9936
[4] kharchenkomo@ukr.net, https://orcid.org/0000-0002-1621-2601

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.152-162

Анотація. Наведено позитивний досвід улаштування будівель підвищеної поверховості з підземними паркінгами у ґрунтових умовах, що мають в зоні їх взаємодії з пальовими фундаментами прошарок із вапняків.

Встановлено, що інженерно-геологічні умови м. Одеси слід віднести до складних, зокрема через наявність у верхній частині розрізу слабких лесових ґрунтів, а в його нижній – товщі вапняків. У середній частині розрізу є прошарок, що складається з важких суглинків і глин. Підошвою вапняків служать більш стисливі супіски та меотичні глини. Незначна товща середнього прошарку зумовлює необхідність передачі навантаження від будівель палями на вапняки. При їх незначній товщі, наявності тріщин і виробок стає можливим розвиток наднормативного крену будівлі внаслідок нерівномірного (однобічного) продавлювання вапняку, який має природу зцементованої породи. Варіант прорізання шарів вапняків із спиранням паль на підстильні шари глин і суглинків є дуже нераціональним рішенням через ряд факторів: неможливість використання серійних призматичних паль через неможливість їх занурення на проектну позначку; технологічна важкість і відповідно підвищена вартість пробурювання товщі вапняків буровим інструментом; висока вартість технологічних рішень щодо забезпечення суцільності тіла бурових палі при проходженні послаблених зон у вапняках; невисока несуча здатність бурових паль у порівнянні із палями меншої довжини, що спираються на вапняки.

Василь МИТИНСЬКИЙ
завідувач кафедри основ та фундаментів, к.т.н., доцент



Тетяна СУШИЦЬКА
асистент кафедри основ та фундаментів

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

Максим ХАРЧЕНКО
доцент кафедри буріння та геології, к.т.н., доцент

Доведено, що для створення надійної основи паль важливим є не лише гідравлічне тампонування виробок, але й закріплення масиву в зоні їх розташування шляхом високонапірного нагнітання розчину ґрунтоцементну з використанням манжетних колон, а також коректне оцінювання механічних характеристик вапняку і, в першу чергу, його параметрів міцності.

Обґрунтовано умови зведення будівель підвищеної поверховості на призматичних палях. Подано результати моніторингу за їх осіданням в процесі будівництва й експлуатації.

Наведено досвід 3D моделювання методом скінчених елементів (МСЕ) спільної роботи пальово-плитного фундаменту будинків з основою, що містить шари вапняків і прошарки більш стисливих глинистих ґрунтів, у зоні підземних виробок.

Ключові слова. Вапняк, підземна виробка, пальовий фундамент, ґрунтоцемент, буроін'єкційна паля посилення, напружено-деформований стан, метод скінчених елементів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Останнім часом при будівництві житла у м. Одеса пріоритетною стала тенденція до зведення будівель підвищеної поверховості з підземними паркінгами, зокрема і дворівневими. Наявність в інженерно-геологічному розрізі більшої частини майданчиків міської забудови зцементованих шарів, що представлені вапняками, потребує при проєктуванні врахування їх стану в масиві залягання, а також коректного визначення величин характеристик підстилаючих цей масив дисперсних нашарувань при оцінюванні їх сумісної роботи з пальовими фундаментами будівель.

Згідно з результатами попередніх досліджень (Mitinskiy et al., 2018) глибина залягання покрівлі товщі вапняку коливається від 12,0 м до 28,0 м, а його товща складає 8,0…11,0 м. З урахуванням того, що верхня частина розрізу до глибин 10,0…15,0 м складена слабкими (сильностисливими) ґрунтами, здебільшого водонасиченими, а також з урахуванням сейсмічних впливів, фундаменти будівель підвищеної поверховості влаштовують пальовими зі спиранням їх на вапняки чи розташовані над ними важкі пилуваті суглинки або глини.

Наявність тріщинуватості, карстових печер, виробок у вапняках, а також сильностисливих прошарків під їх підошвою потребує комплексного врахування цих факторів при прийнятті рішень фундаментів, що повинні забезпечити експлуатаційну придатність будівель на весь термін їх експлуатації (ДБН В.2.1-10:2018, 2018). Тиск, що виникає в рівні підошви пальових фундаментів з незначним розсіюванням, передається на їх покрівлю та створює в їх масиві (з урахуванням його особливостей) складний напружено-деформований стан (НДС). Нижче розглянуто позитивний досвід улаштування будівель підвищеної поверховості з підземними паркінгами у ґрунтових умовах, що мають в зоні їх взаємодії з пальовими фундаментами прошарок із вапняків.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для надійного, та одночасно економного, геотехнічного проєктування будівель підвищеної поверховості за подібних умов, звичайно, необхідна достовірна інформація про фізико-механічні властивості вапнякових порід та їх можливу зміну під час проектного терміну експлуатації. На практиці ці параметри встановлюють лабораторними та польовими дослідженнями окремо для вапняків кожного регіону, але з обов’язковим оцінюванням впливу на них умов замокання. Зокрема, встановлено, що вапняки зазнають зниження міцності на стиск і на розтяг як функції коефіцієнта їх водонасичення. Також для прогнозування геотехнічних параметрів різновидів вапняків набули популярності емпіричні вирази взаємозв’язку їх фізико-механічних властивостей (Dweirj et al., 2017; Mitinskiy et al., 2018; Gemail et al., 2020).

З геотехнічного досвіду за складних інженерно-геологічних умов для будівель підвищеної поверховості найчастіше застосовують різні варіанти пальових фундаментів (Зоценко та ін, 2020; Cheng et al., 2021). Достатньо апробовано використання різних видів паль (забивні, вдавлені, буронабивні та ін.) і для ґрунтових умов за наявності вапняків (Alshenawy et al., 2018; McCullough et al., 2013; Richard et al., 2023; Sharudin et al., 2016), хоча є й приклади застосування штучних основ (закріплення чи ущільнення ґрунтів) (Reul et al., 2005).

При цьому для кожного об’єкту проводились натурні статичні випробування основ палями, моніторинг осідань основ фундаментів будівель і споруд, а також, так званий, зворотний аналіз НДС системи «основа – пальовий фундамент – будівля» 3D моделюванням МСЕ. Виміряні осідання системи не

перевищили прогнози, отримані при 3D скінчено-елементному аналізі.

МЕТА РОБОТИ

Тому за мету роботи прийнято – на прикладі результатів зведення й експлуатації будівель підвищеної поверховості в інженерно-геологічних умовах з наявністю шару вапняку, послабленого виробками, який підстилається прошарками більш стисливих глинистих ґрунтів, оцінити надійність сумісної роботи пальових фундаментів із призматичних паль з ґрунтами основи з урахуванням особливостей конструктивно-технологічних рішень їх закріплення.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Житловий комплекс (ЖК) «Михайлівский», розташований у м. Одеса, вул. Михайлівська, 8, включає вісім 19…21 поверхових житлових будівель, зведення яких виконувалось у дві черги й було завершено відповідно 2019 та 2021 роках. Особливості геотехнічних умов і прийняті конструктивно-технологічні рішення з улаштування фундаментів першої черги будівництва (будівлі №1…№5) (Митинський та ін, 2015) були повною мірою враховані, що підтверджено їх надійною експлуатацією впродовж понад 6 років і даними геодезичних спостережень за їх осіданням.

Умови будівництва другої черги (будівлі №6…№8) є більш складними внаслідок зведення будівель більшої поверховості, значного коефіцієнта підробленності вапняків у межах плями забудови та значно меншою товщею дисперсних нашарувань над масивом вапняків. Так нижче підошви ростверку виділено такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ), залягання яких наведено на Рис. 1.

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наведено в Таблиці 1. Лесоподібний суглинок ІГЕ-5 просадочний і навіть при природному тиску у разі замокання буде мати просадку. Зокрема, величина сумарного просідання ґрунту від власної ваги при його замоканні, рахуючи від дна котловану, склала 1,70 см.

Гідрогеологічні умови майданчику характеризуються наявністю понтичного водоносного горизонту на підошві вапнякової товщі. Цей рівень залягає на глибині 21,40 м, а сам водоносний горизонт безнапірний. Його сезонні коливання становлять ±0,40 м.

На майданчику зведення другої черги житлового комплексу у пиляльному різновиді вапняку (ІГЕ-9п) існувала мережа виробок, розташованих в інтервалі глибин 20,30...21,70 м від земної поверхні показано на Рис. 2.

Обстеження виробок включали вивчення документації, огляд їх технічного стану, наявність завалів, обвалів стелі, додаткове буріння розвідувальних свердловин по профілям з відбором кернів, побудова просторової моделі виробок і т. ін. Найбільшу складність становила забутована частина виробок, куди доступ для їх обстеження та кріплення був відсутнім.

На момент проведення обстежень у межах будівельного майданчика було встановлено, що на окремих ділянках з метою запобігання провалів денної поверхні виконано кріплення підземних виробок ще в процесі видобування каміння шляхом улаштування прикладів із некондиційного каменю, а в подальшому – створення бетонних стінок-перемичок, забутовок, засипок, тощо.

Також встановлено наявність зон розущільнення ґрунтів над стелею окремих виробок (Митинський та ін, 2016). На базі аналізу даних обстежень розроблено конструктивно-технологічні рішення закріплення масиву вапняків, послаблених виробками.

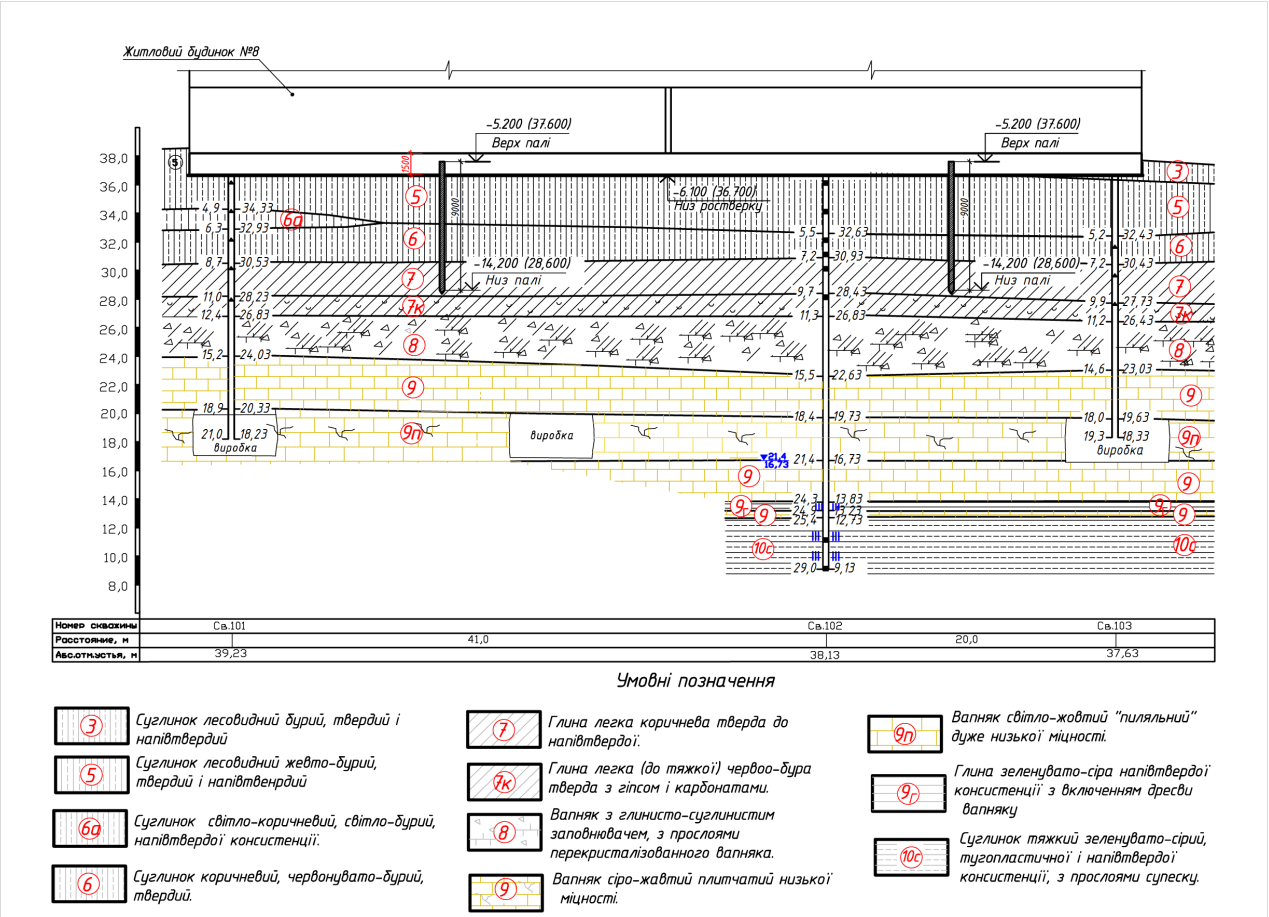


Рис.1. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка фундаментів кінцевого варіанту

Fig.1. Engineering-geological section of the construction site and landing of the foundations of the final version

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

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

№ ІГЕ	Щільність ґрунту, г/см^3	Природна вологість, частка одиниці	Коефіцієнт пористості, частка одиниці	Кут внутрішнього тертя, градуси		Питоме зчеплення, кПа		Модуль деформації, МПа	
				Природної вологості	Водонасичені	Природної вологості	Водонасичені	Природної вологості	Водонасичені
	ρ	W	e	φ_1	φ_2	c_1	c_2	E_1	E_2
3	1,74	0,20	0,876	21	16	24	16	12	6
5	1,82	0,20	0,787	20	16	28	16	13	7
6а	1,87	0,18	0,716	20	16	34	18	15	9
6	1,85	0,27	0,860	21	15	38	18	16	9
7	1,86	0,27	0,871	20		45		16	
7к	1,78	0,31	1,024	17		42		12	
8	1,85	0,20		19	15	28	21	20	
9	Межа міцності на одноосне стискання R_c = 1,0-3,0 МПа							120	
9п	Межа міцності на одноосне стискання R_c = 0,7-1,0 МПа							55	
9г	1,85	0,28	0,833	20		55		18	
10с	1,85	0,24	0,816	17		20		10	

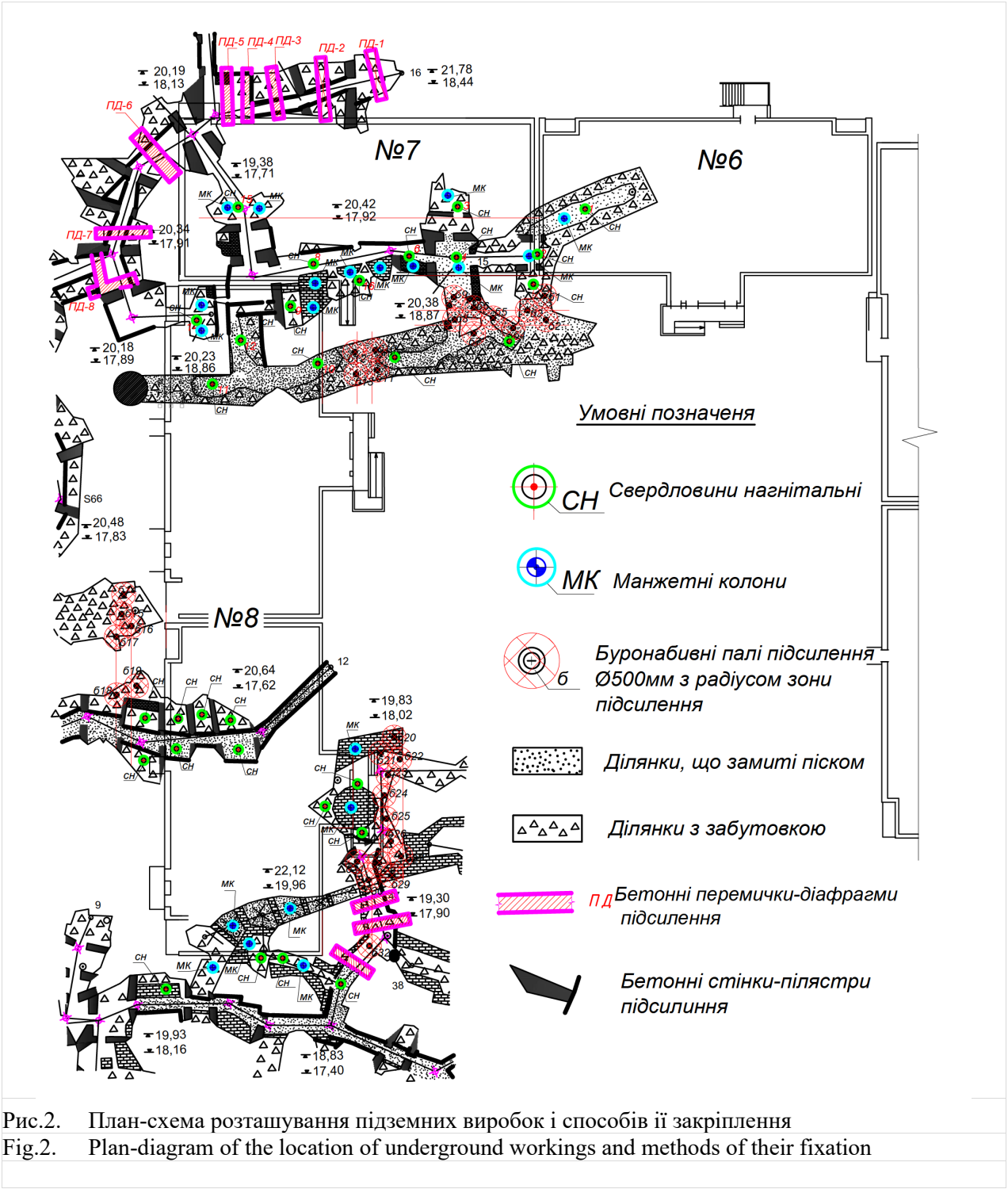


Рис.2. План-схема розташування підземних виробок і способів її закріплення
Fig.2. Plan-diagram of the location of underground workings and methods of their fixation

Закріплення порожнин виробок виконувалось двома способами.

На ділянках розташування житлових будинків №7 і №8, де вже існували бетонні стіни, підсилення було ще доповнено влаштуванням нових бетонних стінок-шпонок, що розміщались навхрест протяжності виробок.

У подальшому порожнина, що залишилась між влаштованими й вже існуючими стінками, закріплялась шляхом нагнітання під покрівлю цементно-піщаного розчину.

На інших ділянках порожнини виробок заповнювались піском шляхом замиву водно-піщаної пульпи, нагнітанням між піском і стелею цементно-піщаного розчину з подальшим закріпленням як намитого піску, так і послабленого над покрівлею виробки

масиву високонапірним нагнітанням розчину цементу з використанням манжетних колон.

При цьому апробовано такий склад цементного розчину (на 1 м³): цемент – 1206 кг; вода – 606 л; пластифікатор – 6,1 кг.

Описаним методом також проведено закріплення масиву на ділянках, де попередньо виконано заповнення виробок бутом, відходами пиляння, піском, тощо. В підсумку, утворені в процесі видобування каміння пустоти у виробках і послаблені над ними зони в межах плями забудови (з додатковим урахуванням безпекової берми шириною до 6,0 м), до початку влаштування фундаментів було ліквідовано.

Результатом зміцнення основи стало створення квазіоднорідного за стисливістю масиву в кожному з виділених ІГЕ.

За результатами аналізу інженерно-геологічних умов, з урахуванням діючих навантажень від будівель і рівня додаткового напруження на покрівлю вапняків, а також наявності в масиві вапняку попередньо влаштованих бетонних стін, було визначено доцільність застосування пальового фундаменту з призматичних паль довжиною 9 м із зупинкою їх нижніх кінців в ІГЕ-7 та з об'єднанням цих паль плитним ростверком.

Допустиме навантаження на палі з урахуванням замокання ґрунтів основи прийнято 1200 кН для будинків №6, №7 і 1000 кН – для будинку №8, що було підтверджено результатами їх випробувань статичними навантаженнями.

Дослідні палі розміщувались як над плямою закріплених виробок, так і за їх межами – над непорушеним масивом.

Аналіз умов роботи пальово-плитного фундаменту, що характеризуються наявністю під нашаруваннями вапняку більш слабкого підстилаючого шару (ІГЕ-10с), показав, що існує небезпека зрізання при продавлюванні товщі вапняків (ІГЕ-9 та ІГЕ-9п), а в першу чергу на ділянках, послаблених виробками.

З умов продавлювання товща вапняку, що розташована під нижніми кінцями паль, розглядалась як тверде однорідне тіло. Виключення можливості продавлювання чи зрізу шарів вапняків забезпечувалось за рахунок обмеження додаткового навантаження на їхню покрівлю в межах величин, за яких дотичні напруження в товщі вапняків не досягали б граничних значень.

За даними експериментальних досліджень при випробуванні вапняків на зріз штампом, встановленим над виробкою, отримано розрахунковий опір зрізу $R_{cp1} = 0{,}28$ МПа.

При цьому виявлено, що формування руйнування проходило за площиною, яка нахилена під кутом 33° до вертикалі.

При випробуванні зразків вапняку на зріз у лабораторних умовах отримано розрахунковий опір зрізу $R'_{cp2} = 0{,}22$ МПа. Для забезпечення необхідного рівня надійності ґрунтової основи із шарів вапняку на зріз при продавлюванні введено коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1{,}2$ (отримано статистичним шляхом і при аналізі нормативного підходу).

Таким чином, розрахунковий опір зрізу вапняків складає $R_{cp} = R'_{cp2}/\gamma_n = 0{,}22/1{,}2 = 0{,}183$ МПа.

У результаті розрахунків установлено, що для забезпечення несучої здатності ґрунтової основи на зріз при продавлюванні додатковий тиск необхідно обмежити шляхом збільшення фундаменту (ростверку і відповідно пальового поля) на 1,2 м.

Водночас передбачено нижні кінці паль максимально не доводити до покрівлі вапняків, щоб за рахунок розсіювання напружень у масиві глинистих ґрунтів знизити додатковий тиск на покрівлю вапняків.

Розрахунками встановлено, що при прийнятому варіанті фундаментів дотичні напруження в товщі вапняків не досягнуть граничних значень показано на Рис. 3.

При цьому розглядалося формування для вапняків піраміди продавлювання під кутами до вертикалі 30° та 45°. Зокрема, найнебезпечнішим виявилася розрахункова ситуація із кутом 45°.

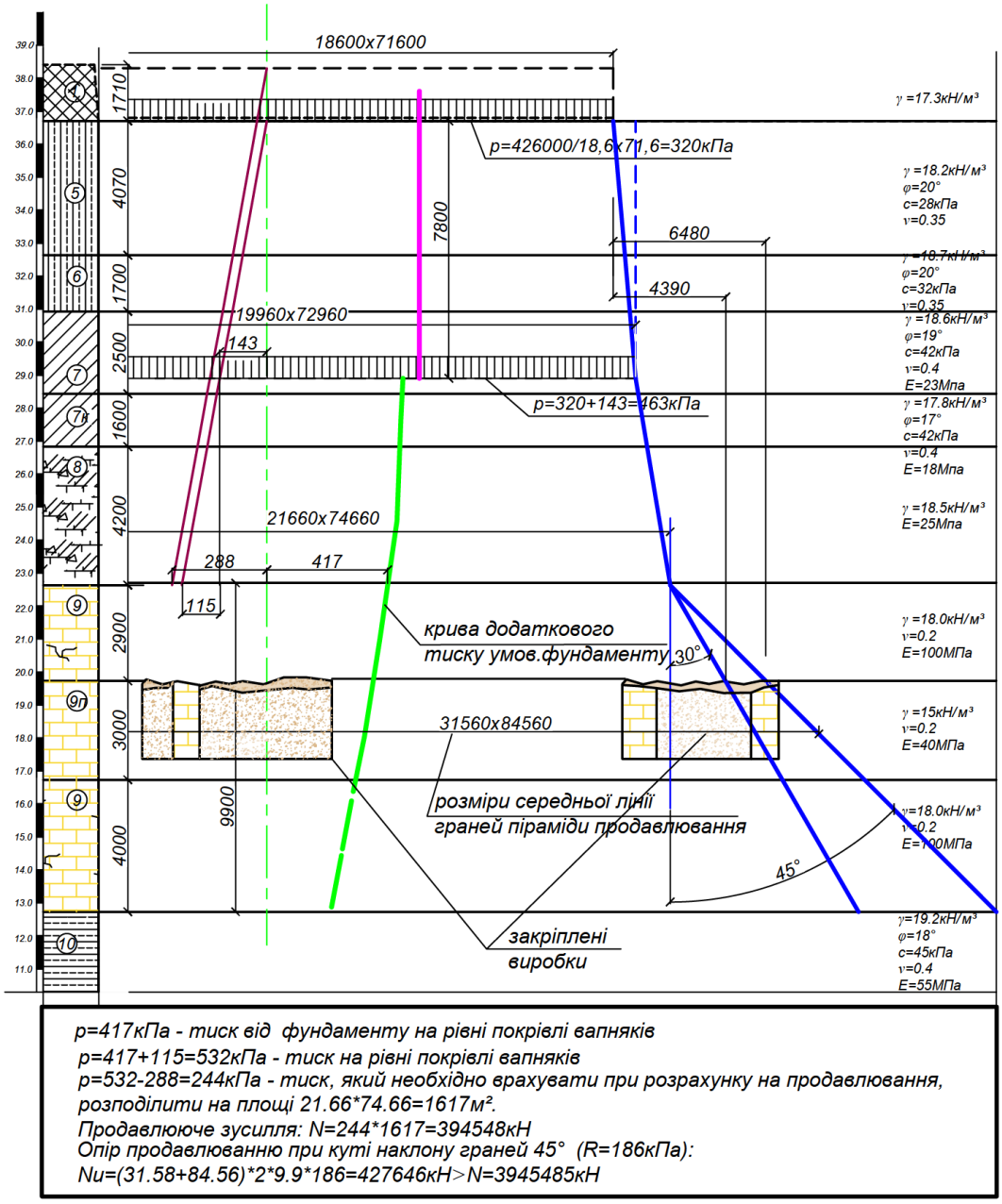


Рис.3. Розрахункова схема спільної роботи пальово-плитного фундаменту будинків з основою, що містить шари вапняків і прошарки більш стисливих глинистих ґрунтів, у зоні підземних виробок

Fig.3. Calculation scheme of the joint operation of the pile-slab foundation of houses with a base containing layers of limestone and layers of more compressible clay soils in the area of underground workings

У зонах, де піраміда продавлювання пересікала виробки чи послаблення у вапняках, передбачалося розміщення в цих зонах додаткових посилюючих елементів у вигляді буроін'єкційних паль посилення. Такі елементи влаштовували як під плямою секцій, так і на певній розрахунковій відстані за межами цієї плями показано на Рис. 2.

Основна функція буроін'єкційних паль посилення – це сприйняття розтягуючих зусиль, що виникають від дотичних напружень за умовними межами зрізу, та передача зусиль на масив ґрунту вище і нижче виробок за рахунок роботи паль за бічною поверхнею.

У розрахунковій схемі опір піску, яким тампоновані виробки, не враховувався через можливе утворення після цього процесу направлених поверхонь ковзання у забутованих частинах виробок і в, так званих, прикладах.

Крім того, підошва виробок на товщину до 30 см покрита штибом (відходами пиляння), щільність складання якого становить 1,35-1,45 г/см^3.

При цьому довжина анкерування, крок, діаметр і армування паль посилення прийняті з розрахунку, що рівнодіюче нормальне напруження від додаткових навантажень, що припадають на певну площу ділянки з виробками в плані, повністю сприймають перерізи паль підсилення, розташованих на даній ділянці.

Тобто, ці параметри визначались, виходячи з умови рівноміцності при розтягуванні неослаблених виробками похилих перерізів, що підсилюють палі.

Виробки, що потрапили до зони піраміди продавлювання для зовнішньої стіни житлового будинку №7, посилювали шляхом зведення в них бетонних діафрагм, зароблених шляхом улаштування шпонок по обидва боки у стіни виробки.

Для оцінювання запропонованих аналітичних рішень додатково виконувалося 3D чисельне моделювання МСЕ.

При цьому створювалася розрахункова область із відповідними ІГЕ у вигляді окремих кластерів, для яких назначалися відповідні моделі поведінки (пружно-пластична модель Кулона-Мора) з відповідними фізико-механічними властивостями, що наведено в Табл. 1. Залізобетонні елементи (палі і ростверки) моделювалися пружними моделями.

Для необхідності врахування тертя між бічною поверхнею робочих паль фундаментів будівлі та паль підсилення виробок і послаблень масивів вапняків (тобто між матеріалами із пружньою поведінкою та матеріалами із пружньо-пластичною поведінкою) введено відповідні інтерфейсні елементи.

Для оцінювання НДС масиву ґрунтової основи, послабленої виробкою, сумісно із палями посилення передбачено виконати тестову задачу. Розмір розрахункової області складає 16×23×20 м (b×h×L), розмір штампу – 13×17 м, розмір катакомби – 4×3×20 м (b×h×L).

Глибина прикладення навантажень від штампу відповідає позначки низу паль секцій будівлі. Палі розставлено рівномірно по площі катакомб в шаховому порядку з кроком 3,0 м. При цьому буроінєкційні палі влаштовано таким чином, щоб їх верх був на 2-3 м вище покрівлі катакомби і на 1,5 м ниже їх низу. Розрахункову модель тестової задачі наведено на Рис. 4.

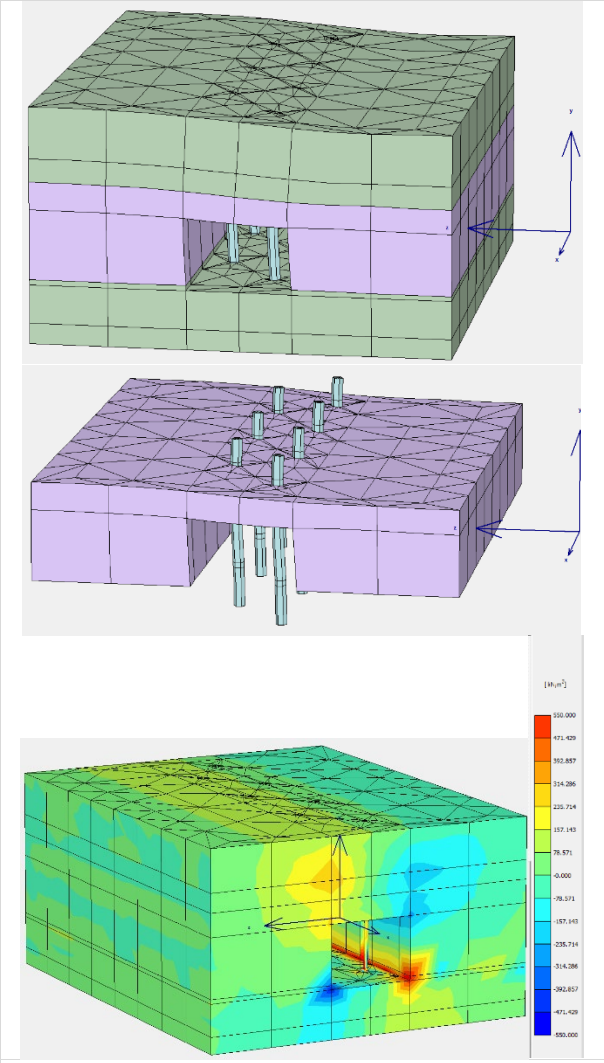


Рис.4. Розрахункова модель тестової задачі підсилення катакомб буроін'єкційними палями та результати моделювання

Fig.4. Design model of the test problem of strengthening catacombs with CFA piles and simulation results

Основна мета тестового моделювання оцінити характер НДС масиву вапняку, що ослаблений катакомбами, а також оцінити перерозподіл напружень за рахунок підсилення катакомб палями.

В результаті 3D моделювання МСЕ, зокрема, встановлено, що палі підсилення сприймають на себе як вертикальні, так і дотичні напруження.

Тестова задача дозволила спростити побудову реальної просторової моделі та отримати фактичні розрахункові значення напружень в рівні катакомб, що підсилено буроін'єкційними палями, та зусиль у цих палях.

Аналогічні підходи використано при моделюванні несучої здатності масивів вапняків, що підстеляються більш стисливими ґрунтами, на зріз при продавлюванні під плитно-пальовим фундаментом.

Зокрема, при всіх розрахункових ситуаціях моделюванням МСЕ отримано фактичні дотичні напруження в масивах вапняків $\tau_м$=120 кПа дещо менші, ніж при аналітичних розрахунках $\tau_р$=180 кПа.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Таким чином, за результатами проведених досліджень зроблено такі основні висновки.

1. Для інженерно-геологічних умов майданчиків в м. Одеса характерна наявність у верхній частині просадочних масивів, а в нижній – прошарків вапняку з ослабленнями у вигляді розущільнення, печерами, розломами, техногенними порожнинами і т. ін., які в свою чергу підстиляються більш стисливими шарами (супісками і глинами). Тому такі інженерно-геологічні умови згідно з нормами відносяться до складних.

2. При зведенні будівель підвищеної поверховості в таких складних інженерно-геологічних умовах слід використовувати пальово-плитні фундаменти, що прорізають просадочний масив. При цьому раціональним є спирання вістря паль на покрівлю вапняків або навіть трохи вище залежно від фактичної їх товщі.

3. Прошарки вапняку, які ослаблені і є основою пальово-плитних фундаментів будівель, при завантаженні можуть зрізатися як по послабленим зонам, так і в результаті продавлювання за рахунок більш стисливих підстильних шарів і відносно невеликої товщі послаблених вапняків, що призведе до понаднормованих кренів. Тому для надійної експлуатації будівель підвищеної поверховості в таких умовах слід передбачати закріплення послаблених зон вапняків і підбирати такі розміри фундаментів, щоб забезпечити несучу здатність на зріз при продавлюванні шарів вапняку.

4. Апробованою методикою підсилення послаблених зон у вапняках є гідравлічне тампонування виробок піском з наступним закріпленням масиву високонапірним нагнітанням розчину ґрунтоцементну з використанням манжетних колон. Таким чином є змога створити квазіоднорідну за стисливістю основу, поведінку якої можливо змоделювати сучасними програмними комплексами при оцінюванні НДС товщі вапняків із закріпленими зонами їх послаблень.

5. У разі необхідності додаткового підсилення послаблених пустотами зон після їх гідравлічного тампонування піском і високонапірного нагнітання розчину ґрунтоцементну слід влаштовувати палі підсилення, які будуть сприймати зусилля зрізання та розтягу в разі недостатньої міцності вапняків у зонах послаблень. Результати чисельного моделювання підтверджують ефективність такого рішення. При цьому слід передбачати, щоб верх паль підсилення був на 2-3 м вище стелі пустот і на 1,5 м нижче їх підошви для повноцінного забезпечення сприйняття розтягувальних зусиль.

6. Для визначення несучої здатності основи фундаментів, в т.ч. на зріз при продавлюванні, слід проводити коректне оцінювання механічних характеристик вапняку і, в першу чергу, його параметрів міцності. Рекомендується виконувати польові штампові та лабораторні випробування з визначенням розрахункового опору зрізу вапняків.

Виходячи із цих висновків, можливе узагальнення, що при виборі параметрів фундаментів будівель підвищеної поверховості за

таких умов основним критерієм є не забезпечення несучої здатності паль чи нормативних осідань основи фундаментів класичними методами, а забезпечення несучої здатності вапняків на зріз за послабленими зонами та при продавлюванні. Це досягається шляхом підсилення послаблених зон, коректним оцінюванням фактичної міцності вапняків, комплексом аналітичних і чисельних методів оцінювання НДС системи «основа – пальові фундаменти» та геотехнічним моніторингом при зведенні будівель.

ЛІТЕРАТУРА

1. Mitinskiy, V., Novskiy. O., & Novskiy. V. (2018). Experience of using Odessa region limestones as foundation base. *Academic Journal Series Industrial Machine Building Civil Engineering.* 2(51), 85-90. doi: 10.26906/znp.2018.51.1297
2. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1–10:2018. (2018) [Чинний від 2019.01.01]. К.: Мінрегіон України.
3. Dweirj, M., Fraige, F., Alnawafleh, H., & Titi, A. (2017). Geotechnical Characterization of Jordanian Limestone. *Geomaterials*, **7**, 1-12. doi: 10.4236/gm.2017.71001
4. Mitinskiy, V., Chepelev, V., Vynnykov, Yu., Lartseva, I., & Aniskin, A. (2018). Overall stabilization of underground workings in limestone-shells *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (51)′, 79-84. doi: 10.26906/znp.2018.51.1296
5. Gem ail, K.S., Shebl, S., Attwa, M., Soliman, S.A., Azab, A., & Farag, M.H. (2020). Geotechnical assessment of fractured limestone bedrock using DC resistivity method: a case study at New Minia City, Egypt. *NRIAG Journal of Astronomy and Geophysics,* 9, 1, 272-279. doi: 0.1080/20909977.2020.1734999
6. Зоценко, М.Л., & Винников, Ю.Л. (2019). *Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: Монографія.* Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка.
7. Cheng, Y.M, Law, C.W, & Liu, L (2021) Analysis, Design and Construction of Foundations. London: CRC Press, 610. doi: 10.1201/9780429293450
8. Alshenawy, A., Hamid, W., & Alnuaim, A. (2018). Skin friction behavior of pile fully embedded in limestone. *Arabian Journal of Geosciences, 11(2).* doi: 10.1007/s12517-018-3386-9
9. McCullough, N.J., & Dorang, C. (2013). Foundation Design in Weathered Limestone - Where Will the Piles End? *Ports: Success through Diversification*. doi: 10.1061/9780784413067.132
10. Richard, C., Stone, Jr., Farhangi, V., Farhangi, V., Fatahi, B., & Karakouzian, M. (2023). A novel short pile foundation system bonded to highly cemented layers for settlement control. *Canadian Geotechnical Journal, 60*. doi: 0.1139/cgj-2020-0710
11. Sharudin, E.S., Mohd yunus, N.Z., Marto, A., & Hezmi, M.A. (2016). Rock bearing resistance of bored piles socketed into rock. *Jurnal Teknologi,* 78(8), 45-51. doi: 10.11113/jt.v78.9638
12. Reul, O., & Ripper, P. (2005). Foundation of a tall building in cavernous limestone. *Proc. of the 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Osaka).* Millpress Science Publishers/IOS Press. doi: 10.3233/978-1-61499-656-9-1555
13. Митинський, В.М., Черкез, Е.А., Пронін, К.К., & Чепелев, В.Т. (2015). Будівництво на майданчику за умов наявності підземних виробок (катакомб). *Основи та фундаменти: Міжвід. наук.-техн. збірник,* 37, 218-227.
14. Митинський, В.М. (2016). Цементація зон розущільнення грунтів з використанням манжетних колон. *Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. збірник, 83, Кн. 2*, 657-663.

REFERENCES

1. Mitinskiy, V., Novskiy, O., & Novskiy, V. (2018). Experience of using Odessa region limestones as foundation base. *Academic Journal Series Industrial Machine Building Civil Engineering.* 2(51), 85-90. doi:10.26906/znp.2018.51.1297
2. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018. (2018) – [Chynnyi vid 2019.01.01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 36 (in Ukrainian).
3. Dweirj, M., Fraige, F., Alnawafleh, H., & Titi, A. (2017). Geotechnical Characterization of Jordanian Limestone. *Geomaterials*, **7**, 1-12. doi: 10.4236/gm.2017.71001
4. Mitinskiy, V., Chepelev, V., Vynnykov, Yu., Lartseva, I., & Aniskin, A. (2018). Overall stabilization of underground workings in limestone-shells *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (51)′, 79-84. doi: 10.26906/znp.2018.51.1296

5. Gem ail, K.S., Shebl, S., Attwa, M., Soliman, S.A., Azab, A., & Farag, M.H. (2020). Geotechnical assessment of fractured limestone bedrock using DC resistivity method: a case study at New Minia City, Egypt. *NRIAG Journal of Astronomy and Geophysics,* 9, 1, 272-279. doi: 0.1080/20909977.2020.1734999
6. Zotsenko, M.L., & Vynnykov, Yu. (2019). *Fundamenty, shcho sporudzhuyut'sya bez vyymannya gruntu: Monohrafiya*. Poltava: PoltNTU imeni Yuriya Kondratyuka, 346 s. (in Ukrainian).
7. Cheng, Y.M, Law, C.W, & Liu, L (2021) Analysis, Design and Construction of Foundations. London: CRC Press, 610. doi: 10.1201/9780429293450
8. Alshenawy, A., Hamid, W., & Alnuaim, A. (2018). Skin friction behavior of pile fully embedded in limestone. *Arabian Journal of Geosciences, 11(2).* doi: 10.1007/s12517-018-3386-9
9. McCullough, N.J., & Dorang, C. (2013). Foundation Design in Weathered Limestone - Where Will the Piles End? *Ports: Success through Diversification*. doi: 10.1061/9780784413067.132
10. Richard, C., Stone, Jr., Farhangi, V., Farhangi, V., Fatahi, B., & Karakouzian, M. (2023). A novel short pile foundation system bonded to highly cemented layers for settlement control. *Canadian Geotechnical Journal, 60*. doi: 0.1139/cgj-2020-0710
11. Sharudin, E.S., Mohd yunus, N.Z., Marto, A., & Hezmi, M.A. (2016). Rock bearing resistance of bored piles socketed into rock. *Jurnal Teknologi,* 78(8), 45-51. doi: 10.11113/jt.v78.9638
12. Reul, O., & Ripper, P. (2005). Foundation of a tall building in cavernous limestone. *Proc. of the 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Osaka).* Millpress Science Publishers/IOS Press. doi: 10.3233/978-1-61499-656-9-1555
13. Mitinsky, V.M., Cherkez, E.A., Pronin, K.K., & Chepelyev, V.T. (2018). Budivnytstvo na maydanchyku za uslov nayavnosti pidzemnykh vyrabok (katakomb). *Mizhvid. nauk.-tekhn. zbirnyk KNUBA "Osnovy ta fundamenty",* 37, 218-227. (in Ukrainian).
14. Mitinsky, V.M. (2016). Tsementatsiya zon rozushchil′nennya hruntiv z vykorystannyam manzhetnykh kolon. *Mizhvid. nauk.-tekhn. zbirnyk "Budivel'ni konstruktsiyi",* 83, 2, 657-663. (in Ukrainian).

Pile foundations of buildings on a base with layers of limestone

Vasyl MITINSKY
Tatiana SUSHYTSKA
Yuriy VYNNYKOV,
Maksym KHARCHENKO

Summary. Positive experience of arranging high-rise buildings with underground parking lots in soil conditions that have a layer of limestone in the zone of their interaction with pile foundations is presented.

It was found that the engineering and geological conditions of Odesa should be classified as complex, in particular due to the presence of weak loess soils in the upper part of the section, and limestone layers in its lower part. In the middle part of the section there is a layer consisting of heavy loams and clays. More compressible sandy loams and meiotic clays serve as the base of the limestones. The insignificant thickness of the middle layer makes it necessary to transfer the load from the buildings with piles to the limestone. With their insignificant thickness, the presence of cracks and outcrops, it becomes possible to develop an excessive tilt of the building as a result of uneven (one-sided) pressing of limestone, which has the nature of a cemented rock.

It has been proven that to create a reliable pile foundation, it is important not only to hydraulically tamponade the excavations, but also to consolidate the massif in the area of their location by high-pressure injection of soil-cement solution using cuff columns, as well as to correctly assess the mechanical characteristics of limestone and, first of all, its strength parameters.

The conditions for the construction of buildings with a high number of floors on prismatic piles are substantiated. The results of monitoring their subsidence during construction and operation are presented.

The experience of 3D modeling by the method of finite elements (FEM) of joint work of the pile-slab foundation of buildings with a base containing layers of limestone and layers of more compressible clay soils in the zone of underground workings is presented.

Keywords. Limestone, underground mining, pile foundation, soil cement, bored pile reinforcement, stressed-deformed state, finite elements method.

Геотехнічні дослідження пагорбу Андріївської церкви після проведення ремонтно-реставраційних робіт

Надія МОЛОЧКОВА

Національний заповідник «Софія Київська»
24, вул Володимирська, Київ, Україна, 01001
nbush9@gmail.com, orcid.org/0009-0000-2383-5914

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.163-173

Анотація. Андріївська церква розташована в історичному центрі міста Києва, на пагорбі високої Старокиївської гори над Дніпром. Місце розташування надзвичайно вдале з містобудівної точки зору, але досить складне за інженерно-геологічними умовами. Це стало причиною незатухаючих деформаційних процесів в конструкціях пам’ятки і, як наслідок, чисельних ремонтів.

В 2008-2020 роках проводився масштабний проєкт «Протиаварійні та ремонтно-реставраційні роботи по Андріївській церкві». Мета цього проєкту – на основі сучасних науково-технічних досягнень мінімізувати негативний вплив природних та техногенних факторів на фізичне збереження пам’ятки і її історичного середовища та здійснення комплексних ремонтно-реставраційних робіт на ній. В рамках проєкту було виконано: унікальні протиаварійні невідкладні роботи по закріпленню ґрунтової основи Андріївського пагорбу і фундаментів Андріївської церкви, реставрація паперті, стилобату, сходів, фасадів, інтер’єрів та монументального живопису церкви, а також ремонт інженерних мереж та благоустрій території.

У статті наведено геотехнічні дослідження на Андріївській церкві після проведення першого етапу (2008-2011) аварійних ремонтно-реставраційних робіт на пагорбі, які суттєво змінили гідрогеологічні умови на об'єкті.

Режим ґрунтових вод на пагорбі Андріївської церкви нестабільний. Істотна зміна рівнів ґрунтових вод (підйом на 3-4 м) відбулася переважно за рахунок баражного ефекту створеного буронабивними палями по периметру пагорба в період проведення ремонтно-реставраційних робіт. Існуючий рівень ґрунтових вод перебуває під впливом природних та техногенних факторів.

Надія МОЛОЧКОВА
завідувач сектору моніторингу
к.т.н., с.н.с.

Геотехнічні дослідження проводяться на Андріївській церкві з кінця XX ст. Основна мета таких досліджень – виключення впливу негативних факторів природного та техногенного характеру на пам'ятку, збереження пам'ятки та розробка заходів щодо її захисту. Діючий метод збереження пам'яток – це постійний геотехнічний моніторинг. Розглянуто основні результати геотехнічного моніторингу, причини зміни гідрогеологічних умов на пагорбі, надано рекомендації щодо безпечної експлуатації та проведення подальших досліджень на об’єкті.

Ключові слова. Геотехнічні дослідження, геодезичний, гідрогеологічний моніторинг, деформації, розкриття тріщин, рівні ґрунтових вод.

ВСТУП

Андріївська церква – пам'ятка національного значення, візитівка м. Києва, яка була внесена європейськими експертами до каталогу «100 чудес світу», виданого в Німеччині 2002 року. Андріївська церква збудована у 1747-1762 роках за проектом видатного архітектора Ф.Б. Растреллі. З 1987 року входить до складу Національного заповідника «Софія Київська».

Андріївська церква розташована в північно-східній частині виступу Старокиївського плато, на Андріївському пагорбі, який має загальну висоту близько 80 м над рівнем Дніпра і піднімається над Андріївським узвозом на 15-28 м. Особливості складного рельєфу, чисельні джерела та ґрунтові води пагорба зумовили поставити Андріївську церкву на масивному 14-метровому п'ятикутному в плані стилобаті, плоске покриття якого одночасно є папертю церкви. Будівництво велось під керівництвом архітектора І. Мічуріна. Мічурін розробив робочі креслення, плани і профілі Андріївського пагорба. Він провів інженерно-геологічне дослідження будівельного майданчика і переконався, що на глибині 13-14 м залягає міцний материковий ґрунт, а вище – насипні ґрунти, просякнуті водами підземних джерел. Він розробив конструкцію кам'яного підмурка, поєднавши його з двоповерховою будівлею «священицьких покоїв», запроектованого Растреллі. Таким чином було створено масивні фундаменти – стилобат церкви та її паперть. Для зведення стилобату здійснили виймання ґрунту, відведення ґрунтових і джерельних вод. Але джерельні води постійно руйнували схил, утворюючи вимоїни і оповзання ґрунту, аж до початку XX ст., коли були влаштовані штольні, що почали відводити ґрунтові води з схилу.

У комплекс Андріївської церкви входять «верхня» або власне церква, стилобат, сходи, паперть, фундаменти і підпірні стінки. Фундаменти під будівлею – стрічкові. Згідно з дослідженнями, проведеними геологом Головановим у 1960-і роки, стіни фундаментів виконані з цегляної та бутової кладки на вапняно-піщаному розчині. Фундаменти залягають на різній глибині відносно відмітки першого поверху стилобату. Безпосередньо під церквою вони знаходяться на відмітках 3,9...5,1 м під зовнішніми стінами і 2,0...2,75 м під внутрішніми, а під стилобатом, який виходить на Андріївський узвіз, глибина закладання фундаментів під зовнішніми стінами складає 2,3...4,2 м, під внутрішніми – 3,2 м. Ширина фундаментних стрічок змінюється від 2,0 до 10,0 м у залежності від товщини стін, під якими вони знаходяться (Куковальска, Молочкова, 2016).

Встановлено, що хрестовина центрального ядра, північно-західна та південно-західна частини фундаментів церкви, також як і стрічкові фундаменти стилобату, підстилаються просадочними лесовидними супісками. В той же час фундаменти церкви з північно-східної та південно-східної сторін спираються на міцні моренні суглинки. Спирання фундаментів церкви на різні за фізико-механічними характеристиками ґрунти сформувало появу тріщин-розломів у центральній частині споруди по вікнах південного та північного фасадів.

З моменту закладення Андріївської церкви, через численні виклики прогресуючих деструктивних процесів, пов'язаних із складними гідрогеологічними умовами основ під фундаментами храму, постійно проводились ремонтні роботи будівлі та заходи по благоустрою та водовідведенню з пагорба. Перші ремонтні роботи були проведені вже у 1785-1786 роках. Надалі значні реставрації проводилися у 1825-1827, 1844-1845, 1854, 1900, 1935, 1947-1959, 1965-1967, 1975-1985 роках. Останні протиаварійні та ремонтно-реставраційні роботи по Андріївській церкві проводилися у 2008-2020 роках.

Так, 2008-го року комісія Міністерства регіонального розвитку та будівництва України, Постійної комісії з питань техногенно-екологічної безпеки та надзвичайних ситуацій визнала стан церкви як гостро аварійний. Конструкції мали обширні замокання, розвинуту сітку давніх осадочних

активізованих тріщин до 7 см та нових до 3 см.

Розрахунки стійкості пагорбу визначили наявність двох зсувонебезпечних зон: з північного боку пагорбу шириною 20 м та східного боку – 50 м з мінімальним коефіцієнтом запасу стійкості близько 1,0, що нижче нормативного (ДБН В.1.1-46:2017, 2018). В межах цих зон стрімкість схилів сягала 43-45°, спостерігалось оголення підпірних конструкцій паперті, поширення ерозії ґрунтів. Геодезичні спостереження на той час свідчили про нерівномірність осідань західної і східної частини церкви.

На фасадах спостерігались деструкція архітектурних деталей, рослинність, вивали лицьового ряду цегли, вивітрювання мурувального розчину, значні втрати позолоти металевих поверхонь. В інтер'єрі – пошкодження, пил та кіптява на позолоченому різьбленні, живописі, відшарування фарбового шару.

Водовідвідна система с пагорбу була частково зруйнована, в незадовільному стані перебували гідроізоляція паперті та сходів, зовнішні та внутрішні мережі. Схили перевантажені самосійними деревами малоцінних порід, через що візуальне сприйняття пам'ятки, як ландшафтної домінанти міста, значно погіршувалось.

З моменту закладення Андріївської церкви у середині XVIII ст. зодчі вступили у боротьбу за стабілізацію будівлі та пагорбу під нею. Сучасні технічні можливості дозволили вперше за історію існування храму, ліквідувати первинні природні загрози, сконцентрувавшись на усуненні причин, а не їх наслідків.

МЕТА І МЕТОДИ

У ході проведення ремонтно-реставраційних робіт (РРР) необхідно було зміцнити не тільки конструкції споруди, а й основу під нею і сам крутий пагорб. Основна мета при виконанні РРР на пам'ятці - це збереження автентичності пам'ятки без змін та втрат, а також створення сприятливих умов для подальшої його безпечної експлуатації на наступні роки. В даному випадку, з Андріївською церквою, вирішення таких складних інженерних завдань вимагало використання грамотних технічних рішень, науково-технічного супроводу у застосуванні обґрунтованих конструктивних та технологічних рішень як у проектуванні, так і в реалізації самого проекту. Поставлене завдання може бути максимально ефективно вирішене при використанні методів комплексного геотехнічного моніторингу як у процесі проведення РРР (для оперативного контролю), так і надалі для безпечної експлуатації пам'ятки.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

З 2008 року по 2012 рік на пам'ятці проводились першочергові протиаварійні РРР (1 етап), основним завданням яких була ліквідація аварійного стану будівлі і відновлення експлуатаційних властивостей будівельних конструкцій. Роботи проводились під керівництвом генпідрядної організації СП "Основа-Солсиф", згідно з нормами на об'єкті здійснювався науково-технічний супровід ДП НДІ Будівельних конструкцій (ДБН V.1.2-5:2007, Програма ДП НДІБК, 2011). Були проведені роботи з посилення основи фундаментів «jet»-колонами», які представляють собою похилі свердловини довжиною 20-25 м, пробурені з обох сторін стін стилобату і закінчуються безпосередньо під фундаментами церкви. В ці свердловини під тиском 300-400 атмосфери закачаний рідкий цементно-піщаний розчин, який при затвердінні підсилив ґрунти основи церкви. На рівні верху перекриття 1-го поверху стилобату влаштований металевий пояс. Зроблено горизонтальну гідроізоляцію стін у рівні 1-го поверху. Проведено також роботи по укріпленню пагорба та зменшення стрімкості його схилів. З метою укріплення пагорба по лінії нижньої його межі влаштовані буронабивні палі глибиною 17-18 м діаметром 102 см. По палях виконано залізобетонний ростверк, з внутрішнього боку якого в ґрунті влаштовано дренуючу систему відведення води з пагорба.

По поверхні пагорба виконане викорчування дерев, влаштовано об'ємну систему закріплення ґрунту та дерену.

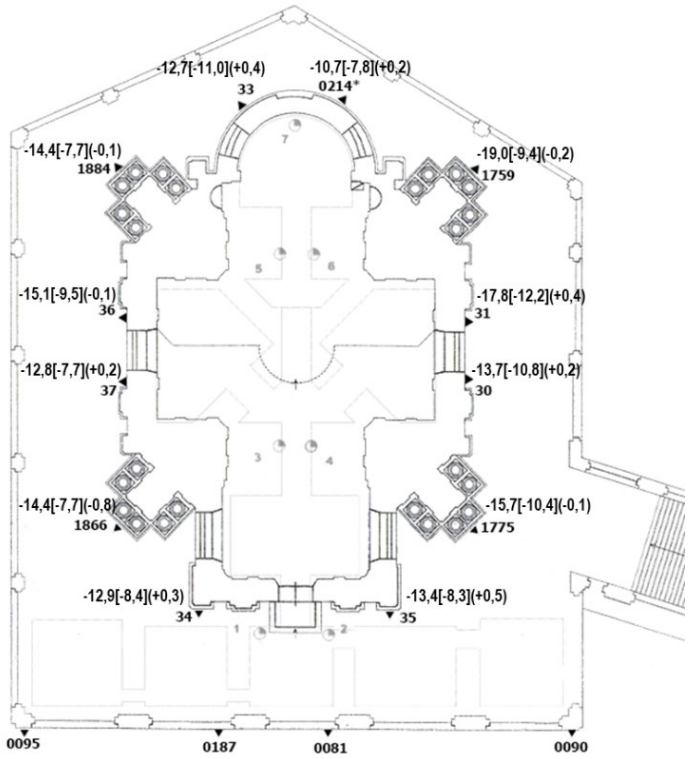
Всі РРР супроводжувались безперервним науково-технічним моніторингом, що давало можливість оперативно контролювати стан споруд і пагорба, своєчасно регулювати процес виконання робіт, а потім забезпечити подальшу надійну експлуатації пам'ятки.

На об'єкті виконуються такі основні геотехнічні моніторингові дослідження:

- геодезичні спостереження (ведуться з 1987 року) за осіданнями фундаментів і ґрунтового масиву пагорбу.

З початком робіт з укріплення пагорбу осадочні процеси активізувались і за 3,5 роки реалізації I етапу протиаварійних РРР склали в середньому до 80% від загальних осідань за весь період спостережень, але при цьому цокольні марки по всіх фасадах будівлі осіли достатньо рівномірно. В період, коли будівельні роботи практично призупинились, геодезичними спостереженнями визначено загасання деформаційних процесів показано на Рис.1.

-моніторинг розкриття тріщин (з 2004 року, не виконувались з 2007 по 2014) на характерних тріщинах та розломах споруди (Т1…Т5) за допомогою компаратора.



-12,9 – осідання за весь період спостережень
[-8.4] – осідання за період I етапу РРР
(+0,3) – осідання за 2024 р.

-12.9 – precipitation for the entire period of caution
[-8.4] – settlement for the period of the first stage of repair and restoration work
(+0.3) – settlement for 2024

Рис.1. Схема осідання цокольних марок Андріївської церкви за період спостережень 1987-2024.
Fig.1. Scheme of subsidence of basement marks of St. Andrew's Church during the observation period 1987-2024

Проводиться в основному двічі на рік, в теплу та холодну пору року. В період проведення протиаварійних РРР не відмічалось різких змін ширини розкриття тріщин на церкві. Так зміна ширини розкриття тріщин в споруді церкви становила 0,01..1,92 мм у серпні 2004 року, - 0,15…1,26 мм у серпні 2014 , - 0,33 …0,11мм в червні 2023. В листопаді 2024 року зміни ширини розкриття тріщин-розломів на південному (Т-1) та північному фасадах (Т-4) становили +0,72 мм і +0,41 мм відповідно, по інших тріщинах – +0,29…+0,48 мм. Згідно з даними багаторічних інструментальних досліджень за останні роки, приріст зміни ширини розкриття тріщин за рік (холодна пору року) стабільний, знаходиться в невеликому інте-

рвалі - 0,23…+0,3 мм, зміна ширини розкриття тріщин від початкового відліку по холодному періоду від 0,00 до 0,72 мм.

Слід зазначити, що дослідження розкриття тріщин та кренів стін стилобатної частини церкві були більш значнішими в період проведення РРР, що спонукало удосконалити проект та виконати підсилення просторової жорсткості стилобату будівлі за допомогою потужного металевого каркасу.

- гідрогеологічні спостереження (з 1995 року) за рівнями ґрунтових вод (РҐВ) та станом ґрунтового масиву на пагорбі, у тому числі в межах розташування фундаментів, візуальне обстеження штольневих систем на пагорбі.

Живлення ґрунтових вод відбувається шляхом інфільтрації атмосферних опадів і витоків з водонесучих комунікацій. Розвантаження здійснюється в систему дренажних штолень і в напрямку загального стоку на схили. В процесі дренування ґрунтових вод має місце процес суфозії.

У період будівництва церкви (середина XVIII ст.) ґрунтові води знаходились, за архівними даними, на відмітках 165-168 м. В період спостережень з 1995 року по 2009 РҐВ фіксувався вже на нижчих відмітках – 156-163 м, що в значній мірі пов’язане з дією штольневого дренажу.

Мережа режимних спостережних свердловин за РҐВ на території музею «Андріївська церква» розвивалася і змінювалася у часі. У 1982 році Українським державним інститутом інженерно-технічних вишукувань були пробурені свердловини №№1-4 у внутрішніх приміщеннях стилобату (станом на 2025 рік робочою залишається тільки свердловина №4). В період із 1995 року по 2009 на схилах пагорба Інститутом геологічних наук (ІГН) НАН України пробурені режимні свердловини №№5-8. У період реконструкції Андріївської церкви та планувальних робіт на пагорбі (липень 2009 - січень 2011) ці режимні свердловини були знищені, а потім знову пробурені СП «Основа-Солсіф», при цьому їх розташування незначно змінилося. Нові свердловини достатньо малого діаметру, що заважає прокачці , відбору проб води для дослідження хімічного складу та температури ґрунтових вод. Актуальне положення гідрогеологічних свердловин спостережної мережі показано на Рис.2.

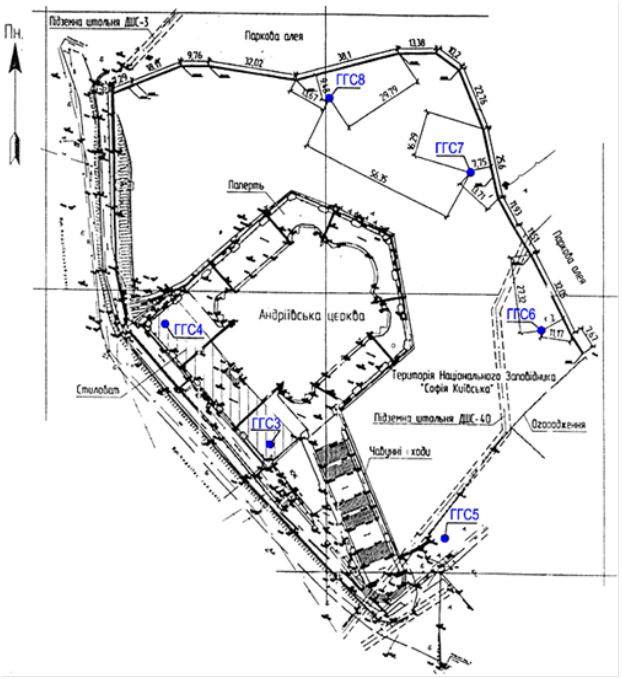


Рис.2. Схема розташування гідрогеологічних свердловин (ГГС) для спостереження за РҐВ на території музею «Андріївська церква»

Fig.2. Layout of hydrogeological wells (HGW) for monitoring groundwater levels on the territory of the St. Andrew’s Church Museum

Різкий підйом РҐВ спостерігався в 2009-2011 роках в період укріплення основи фундаментів та пагорбу і спорудження глибокої підпірної стіни з буронабивних паль по периметру пагорбу.

Фонові значення РҐВ після реконструкції церкви (2011-2024) становлять 159-164,5 м показано на Рис. 3 та істотно перевищують аналогічні показники в попередній період (1982-2009) на 3,0-4,0 м (Саприкін та ін., 2023).

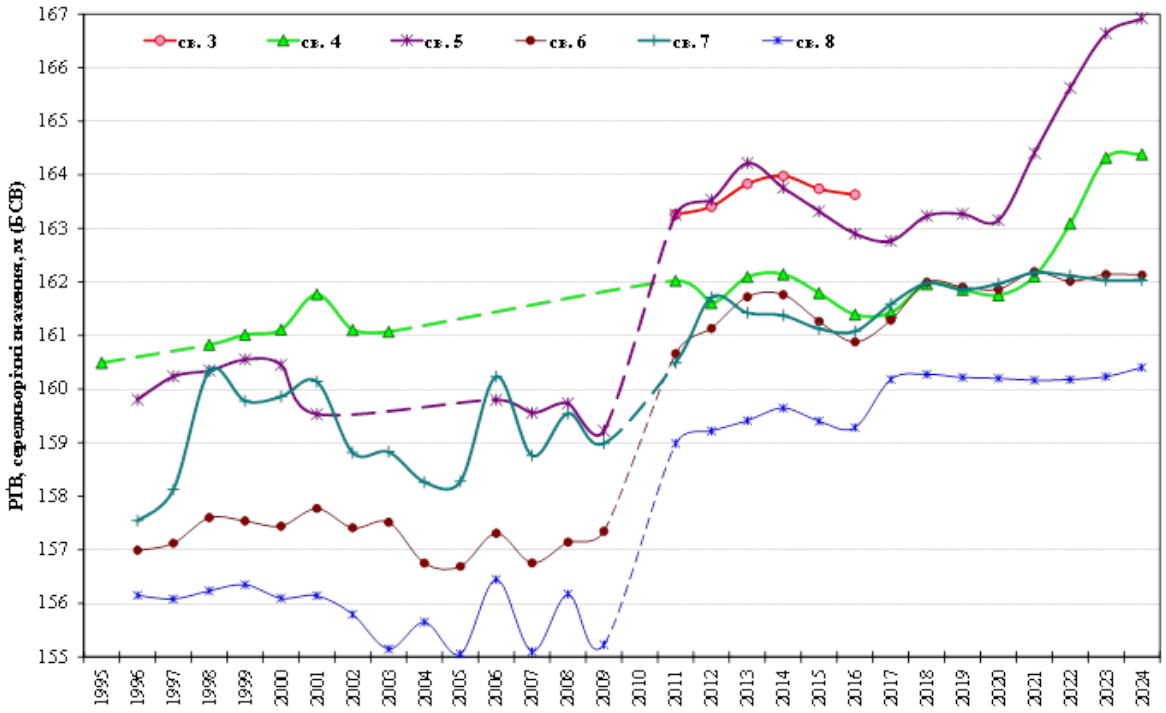


Рис.3. Режим середньорічних РҐВ на території Андріївської церкви з 1995 по 2024
Fig. 3. Average annual groundwater level regime on the territory of St. Andrew's Church from 1995 to 2024

Таке явище можна пояснити:

a) водоємною технологією спорудження jet-колон,

b) незадовільною роботою водовідвідної системи на пагорбі,

c) незадовільною роботою дренажних штолень,

d) баражним ефектом від глибокої підпірної стіни вздовж алеї.

Всі ці чинники були проаналізовані.

A) В ході протиаварійних робіт на пагорбі Андріївської церкви задля укріплення ґрунтів під фундаментами церкви були влаштовані jet-колони. Цей процес досить водоємний – для відкачування пульпи, що утворилася, з місця буріння на верху пагорба застосовувалися спеціальні трубопроводи, які відводили пульпу у величезні будівельні бадді, що стояли внизу пагорба, але все одно вода в пробурених свердловинах стояла довго. Відразу по закінченню робіт підвищення фонових РГВ по всіх свердловинах могло бути в якійсь мірі пов'язане з водоємною технологією спорудження jet-колон, але ці роботи були проведені вже 15 років назад і утворений купол води за цей час вже встиг би розтектися.

B) Оскільки розвантаження ґрунтових вод здійснюється в систему дренажних штолень і в напрямку загального стоку на схили, то водовідвідна система на пагорбі має істотний вплив на формування РҐВ на об'єкті.

Через порушення системи водовідводу з березня 2013 по вересень 2015 року відведення води с берми в лотки та дощову каналізацію здійснювався неорганізовано: частина лотків не працювала, з східного фасаду вода скидалася в одному випадку на обдернований пагорб, в іншому – в аварій-

ний трубопровід проведений прямо по пагорбу в обвідну дощову каналізацію, частина води безпосереднє втікала по пагорбу, що розмивала та ослабляла схил.

Необхідне також відзначити недоліки в проведенні робіт по озелененню і благоустрою пагорба Андріївської церкви. Вони виявилися в підвищенні стрімкості його схилів (до 30-40 град.) у верхній частині, потраплянні атмосферних опадів і поливних вод на оголену поверхню ґрунтів.

Ці причини також могли підвищити РҐВ, оскільки частина води з паперті церкви відводилася прямо на схил, але з вересня 2015, водовідвід відновлений, вся вода з паперті відводиться організовано в зливову каналізацію, а РҐВ на схилі так і не знизилися до тих відміток, що спостерігалися до проведення РРР.

С) Андріївська церква і пагорб, на якому вона розташована, оточені штольневими прохідними дренажами показано на Рис.4 спеціалізованого управління протизсувних підземних робіт (СУППР) (Молочкова та ін, 2017). Із заходу і півночі проходить дренажна штольнева система ДШС-3, побудована в 1923-26 рр. З півдня знаходиться ДШС-40, побудована в 1969 р., її відгалуження від ДШС-3 знаходиться поблизу нижнього майданчика сходів, що ведуть на паперть.

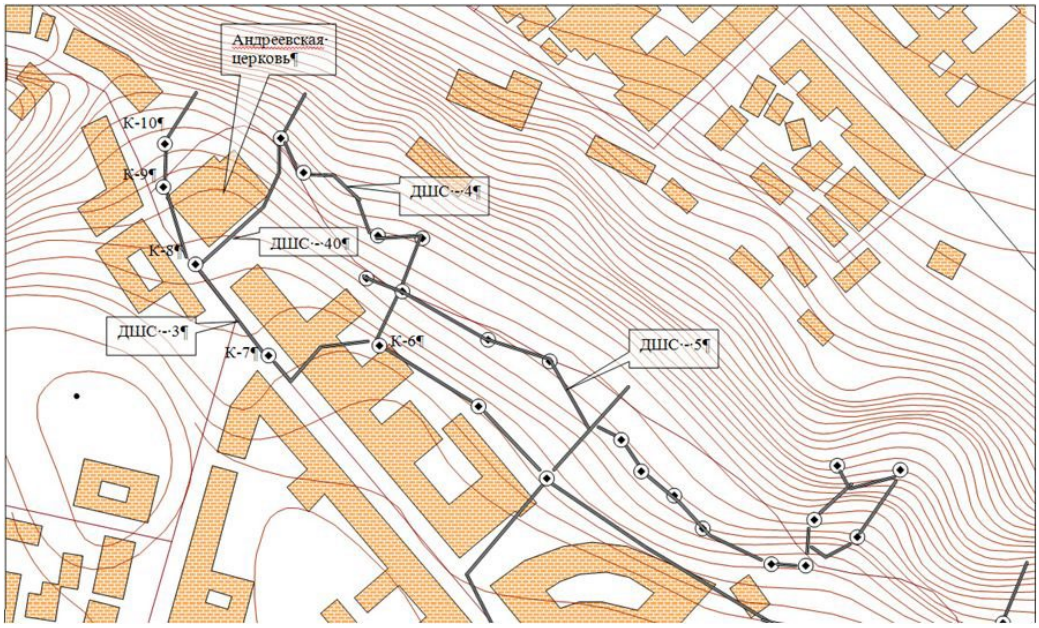


Рис.4. Схема розміщення дренажних штольневих систем від фунікулера до Андріївської церкви
Fig.4.Layout of drainage adit systems from the funicular to St. Andrew's Church

З архівних матеріалів відомо, що на початковому етапі свого функціонування ДШС-3 мала трапецієвидну форму, кріплення штольні було сосновим, колодязів – переважно дубовим (Рибін та ін., 2003). Дерев'яне кріплення ДШС-3, яка місцями проходило на відстані 2,5-3 м від фундаменту Андріївської церкви і на глибині 8-10 м від поверхні, доводилося, внаслідок виходу з ладу, постійно замінювати новим. Було відмічено, що осідання Андріївської церкви зростали при заміні кріплення в штольні і колодязях, яку проводили кожні 4-6 роки. Так, не зважаючи на черговий ремонт церкви в 1936 р., постійні руйнування кріплення ДШС-3 в роки війни 1941-45 (штольні залишилась в цей період без догляду) зумовили появу нових тріщин в будівлі Андріївської церкви. Гниле дерев'яне кріплення штольні обрушилося і на проїжджій частині Андріївського спуску утворилися провальні воронки, які досягали 3 м глибини і 7 м в діаметрі. Під час переукріплення штольні в 1948-49 роках відбувалися багаточисельні вивали ґрунту і обвалення його у бік виробки. У перші роки після

цього спостерігалися максимальні осідання цокольного спорудження церкви.

В процесі дренування ґрунтових вод у штольнях має місце винесення дрібнозему через балки кріплення. Ймовірно, саме з цим явищем пов'язано відколювання західного кута стилобату від основного об'єму, зафіксованого у 1964 році. Щоб уникнути подальшого винесення ґрунту і деформацій церкви ділянка ДШС-3 між колодязем №9 та місцем з'єднання ДШС-3 і ДШС-40 на початку 70-х років була забутована, вода з цієї ділянки дренажу відводиться азбоцементною трубою d=200 мм.

Обстеження ДШС-3 та ДШС-4/40 у зоні охорони Андріївської церкви виконувалися ІГН НАН України та фахівцями заповідника періодично у 1995, 1999, 2003, 2009, 2014, 2015, 2019 та 2024 роках. При цих обстеженнях увага приділялась вивалам ґрунту, замуленню дрібноземом та глинистим ґрунтом, витокам до штольні №3 води з водонесучих комунікацій та іншим відхиленням від нормальної експлуатації, замірам дебіту дренажної води та виносу з водою дрібнозема показано на Рис.5.

Рис.5. Замуленність та соляні відкладення в штольні №40
Fig.5. Siltage and salt deposits in adit No. 40

За даними цих замірів дебети води в період з 2003 по 2024 рік коливалися від 0,32 до 5,0 м^3/доб, а винос дрібнозему – від 0,03 до 1 кг/доб в ДШС-3 (для порівняння: за даними інституту «Київпроект» у 1986 році дебет води із забутованої ділянки ДШС-3 складав 45-47 м^3/доб, а винос дрібнозему – 6,67 кг/доб). У 2024 році спільний дебіт води у штольнях №4-№40 склав 21,6 м^3/доб. за багаторічними дослідженнями змінюється в межах 8,64-27,7 м^3/доб. Таким чином, дебіт води в штольневих системах протягом багатьох років залишається практично незмінним і не може суттєво вплинути на підйом рівня ґрунтових вод.

С) На першому етапі в період проведення останніх ремонтно-реставраційних робіт на пам’ятці з метою укріплення пагорба по лінії нижньої його межі була побудована підпірна стінка з буронабивних паль глибиною до 18-20 м зі стрічковим ростверком по периметру Андріївського пагорбу, що створило додаткову перешкоду на шляху руху ґрунтових вод показано на Рис.6. Передпроєктні розрахунки баражного ефекту, які були виконані СП «Ос-

нова-Солсиф» (вик. д.т.н., А.І. Білеуш), вказували, що РГВ на пагорбі після спорудження перешкоди із буронабивних паль не будуть перевищувати 0,4 м. Вважаємо, що бражний ефект – найбільш вірогідна причина підйому РГВ, тому необхідно провести додаткові розрахунки, щоб знайти помилки в попередніх розрахунках.

Рис.6 – Оголовки буронабивних паль по периметру Андріївського пагорбу.
Fig. 6 – Heads of bored piles along the perimeter of Andreevsky Hill.

РҐВ на пагорбі Андріївської церкви в цілому нестабільний. Так з 2011 року по 2015 рік на пагорбі Андріївської церкви загалом спостерігалось повільне стабільне зниження щорічних РҐВ в межах 0,3-0,6 м на рік показано на Рис.3. В 2013 році частково спостерігалось підвищення РҐВ через великі опади та сніготанення навесні. З 2015 року після завершення одернування пагорбу та підключенням системи поливу спостерігається підвищення РҐВ до 1,3 м на спостережних свердловинах унизу пагорба. Іншу ситуацію ми спостерігаємо по верхніх свердловинах на пагорбі, пробурених у стилобатній частині будівлі та на початку вулиці Десятинної. Тут бачимо явний підйом РҐВ з 2020 року на 2,5-4 м. Причиною підвищення РҐВ можуть бути втрати з водогінних комунікацій вище по потоку (на південь) та захід від церкви та підвищена інфільтрація води прі заміні асфальтового покриття на бруківку на прилеглих територіях.

Крім того на пагорбі Андріївської церкви є порожнини, які схильні до ерозії. Вони утворились в наслідок неефективної точкової роботи системи поливу, схильною до проривів і великих втрат воді. Порожнини вертикально та горизонтально йдуть у схил до 0,6 м. Такий стан крутого пагорбу загрозливий, існує вірогідність локальних зсувів, оскільки схил ослаблений наявністю порожнин і вологість ґрунтів на ньому висока (до 40-50% об’ємного вологовмісту). Слід зазначити, що подальше будівництво на найближчій території може негативно вплинути на гідрогеологічний режим і загальну стійкість схилу (перепад висот до Поштової площі – понад 75 м).

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Багаторічний геотехнічний моніторинг на пам'ятці показав наступне:

1. Проведення комплексу протиаварійних РРР помітно відбилося на осіданні будівлі Андріївської церкви, але збільшення осідання споруди (до 80%) носило практично рівномірний характер і не привело до

збільшення деформацій споруди. Після завершення будівельних робіт швидкість осідань значно зменшилася і стабілізувалася.

2. В період проведення протиаварійних РРР не відмічалось різких змін ширини розкриття тріщин на церкві. За останні роки, зміна ширини розкриття тріщин за рік (холодна пору року) стабільна, знаходиться в невеликому інтервалі -0,23…+0,3 мм.

3. Режим ґрунтових вод на пагорбі Андріївської церкви нестабільний. Істотна зміна РҐВ (підйом на 3-4 м) відбулася переважно за рахунок баражного ефекту створеного буронабивними палями по периметру пагорба в період проведення першого етапу РРР. Існуючий РҐВ перебуває під впливом природних та техногенних факторів (втратами з водогінних комунікацій, роботою системи поливу, особливостями будови дренажної системи та навколишнього дорожнього покриття – бруківкою).

4. Подальше будівництво на найближчій території може негативно вплинути на гідрогеологічний режим і загальну стійкість схилу (перепад висот до Поштової площі – понад 75 м).

5. Рекомендується провести інженерно-геологічну оцінку вірогідності проходження зсувів на пагорбі Андріївської церкви в умовах високих РҐВ і підвищеної вологості ґрунтів, роботи системи поливу, та наявності порожнин в пагорбі.

6. З метою запобігання на майбутнє перезволоженню та вимиванню ґрунту на пагорбі бажано полив трави зменшити до мінімально можливого, а траву підібрати стійку до посушливого клімату.

7. Для забезпечення стійкості ґрунту до сповзання на таких крутих схилах рекомендується засадити їх кущовою рослинністю, що в‘ється.

8. На пагорбі Андріївської церкви рекомендується спорудження спостережних свердловин діаметром не менше 10 см для забезпечення можливості прокачки свердловин, відбору проб води для дослідження хімічного складу та температури ґрунтових вод.

9. Необхідно продовжити комплексний геотехнічний моніторинг Андріївської церкви, стилобату і пагорба.

ЛІТЕРАТУРА

1. Куковальска, Н.М., Молочкова, Н.М.,(2016) Комплексні геотехнічні дослідження Андріївської церкви і пагорбу в процесі ремонтно-реставраційних робіт. *Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування. Будівельні конструкції*, *83, кн. 2,* 347–358.
2. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. ДБН В.1.1-46:2017 (2018) К.: Мінрегіонбуд України
3. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід об'єктів. ДБН В.1.2-5:2007 (2008). К.: Мінрегіонбуд України
4. ДП НДІБК. (2011). *Програма науково-технічного супроводу проектування та виконання ремонтно-реставраційних робіт на об'єкті «Протиаварійні та ремонтно-реставраційні роботи по Андріївській церкві у Подільському районі м. Києва»*. Архів НЗСК.
5. Саприкін, В. Ю., Руденко, Ю. Ф, Молочкова, Н.М., Ніщук, Л. О. (2023) Багаторічні спостереження за рівнем ґрунтових вод на пагорбі Андріївської церкви *Софійський часопис, 7,* 327-335. К: НЗСК.
6. Молочкова, Н. М., Саприкін, В. Ю., Ніщук, Л. О., & Остапенко, В. В. (2017). Штольневі системи на Андріївській церкві. *Софійський часопис*, *1,* 490–496. Харків: «ФОП Дюнова».
7. Рыбин, В. Ф., Демчишин, М. Г., Сахно, А. П., Куцыба, В. А., & Черевко, И. А. (2003). *Гидрогеологический мониторинг историко-архитектурных памятников заповедника «София Киевская»*. Отчет ИГН НАН Украины, 94. Архів НЗСК.

REFERENCES

1. Kukovalska, N. M., & Molochkova, N. M. (2016). Kompleksni heotekhnichni doslidzhennia Andriivskoi tserkvy i pahorbu v protsesi re-montno-restavratsiinykh robit. [Comprehensive geotechnical studies of St. Andrew's Church and the hill during repair and restoration works]. *Mekhanika gruntiv, geotekhnika ta fundamentobuduvannia.*

Budivelni konstruktsii, 83, kn. 2, 347–358 (in Ukrainian).
2. Inzhenernyi zakhyst terytorii, budivel i sporud vid zsuviv ta obvaliv. Osnovni polozhennia. DBN V.1.1-46:2017 (2018). Kyiv: MinRegionBud Ukrainy (in Ukrainian).
3. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bez-peky budivelnykh obiektiv. Naukovo-tekhnichnyi suprovid obiektiv. DBN V.1.2-5:2007 (2007), Kyiv: MinRegionBud Ukrainy (in Ukrainian).
4. DP NDIBK. (2011). *Prohrama naukovo-tekhnichnoho suprovodu proektuvannia ta vykonannia remontno-restavratsiinykh robit na obiekti "Protyavarini ta remontno-restavratsiini roboty po Andriivskii tserkvi u Podilskomu raioni m. Kyieva"*. [Scientific and Technical Support Program for the Design and Execution of Repair and Restoration Works on the Object "Emergency and Repair and Restoration Works on St. Andrew's Church in the Podil District of Kyiv"]. Arkhiv NZSK (in Ukrainian).
5. Saprykin, V. Yu., Rudenko, Yu. F., Molochkova, N. M., & Nishchuk, L. O. (2023). Bahatorichni sposterezhennia za rivnem gruntovykh vod na pahorbi Andriivskoi tserkvy. [Long-term observations of groundwater levels on St. Andrew's Church Hill]. *Sofiiskyi chasopys, 7,* 327–335. K.: NZSK (in Ukrainian).
6. Molochkova, N. M., Saprykin, V. Yu., Nishchuk, L. O., & Ostapenko, V. V. (2017). Shtolnevi systemy na Andriivskii tserkvi [Gallery (adit) systems at St. Andrew's Church]. *Sofiiskyi chasopys, 1,* 490–496. Kharkiv: "FOP Dyunova (in Ukrainian).
7. Rybin, V. F., Demchyshyn, M. H., Sakhno, A. P., Kutsyba, V. A., & Cherevko, I. A. (2003). *Hidroheolohichnyi monitoring istoryko-arkhitekturnykh pamiatok zapovidnyka "Sofiia Kyivs'ka"*. [Hydrogeological monitoring of historical and architectural monuments of the "Sophia of Kyiv" reserve]. Zvit IGN NAN Ukrainy, 94. Arkhiv NZSK (in Ukrainian).

Geotechnical surveys of the hill of St.Andrew's Church after repair and restoration works

Nadiia MOLOCHKOVA

Summary St. Andrew's Church is located in the historical center of Kyiv, on the hill of the high Starokievska Mountain above the Dnieper. The location is very good from an urban planning point of view, but quite difficult in terms of engineering and geological conditions. This has caused unabated deformation processes in the structures of the monument and, as a result, numerous repairs.

In 2008-2020, a large-scale project "Emergency and repair and restoration work on St. Andrew's Church" was carried out. The goal of this project is to minimize the negative impact of natural and man-made factors on the physical preservation of the monument and its historical environment and to carry out comprehensive repair and restoration work on it, based on modern scientific and technical achievements. The following were performed within the framework of the project: unique emergency emergency works to strengthen the soil base of St. Andrew's Hill and the foundations of St. Andrew's Church, restoration of the porch, stylobate, stairs, facades, interiors and monumental painting of the church, as well as repair of utility networks and landscaping of the territory.

The article presents geotechnical studies of St. Andrew's Church after the first stage (2008-2011) of emergency repair and restoration works on the hill, which significantly changed the hydrogeological conditions at the site. Geotechnical studies have been carried out at St. Andrew's Church since the end of the 20th century. The main goal of such studies is to eliminate the influence of negative natural and man-made factors on the monument, preserve the monument and develop measures for its protection. The current method of preserving monuments is constant geotechnical monitoring. The main results of geotechnical monitoring, the reasons for the change in hydrogeological conditions on the hill are considered, recommendations for safe operation and further research at the site are given.

Keywords. geotechnical studies, geodetic, hydrogeological monitoring, deformations, crack opening, groundwater levels.

Прогнозування оцінки граничного стану підсилених фундаментів

Алла МОРГУН[1], Іван МЕТЬ[2], Дмитро ЗАПИСОВ[3], Андрій КОЛЕСНИК[4]

Вінницький національний технічний університет
95, Хмельницьке шосе, Вінниця, Україна, 21000,
[1]morgunallaS @gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-4701-339X
[2]met@vntu.edu.ua, orcid.org/0000-0001-9764-0271
[3]dzapisov@gmail.com
[4]andrey.enginer@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.174-184

Анотація. Тема прогнозування несучої спроможності фундаментних конструкцій є актуальна для всієї будівельної галузі, яка грає найголовнішу роль у всіх галузях країни. Метою роботи є удосконалення математичного апарату числового методу граничних елементів в прикладних дослідженнях поведінки під навантаженням підсилених фундаментів.

Механіка ґрунтів слугує теоретичною основою для розрахунків при виборі типу та розмірів фундаменту будівлі, а також при проектуванні ґрунтових споруд. Тому рівень розвитку механіки ґрунтів суттєво впливає на економічність та надійність прийнятих рішень. Інженери-проектувальники при необхідності врахування взаємодії споруди з ґрунтом стикаються з великою невизначеністю, емпірикою. Оскільки ґрунти – це дисперсні утворення, вони характеризуються значною неоднорідністю будови, суттєвою залежністю їх характеристик від рівня зовнішніх впливів, це природна субстанція.

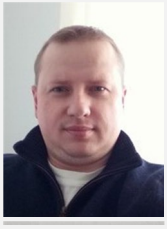
В якості методу аналізу поставленої задачі використано сучасний числовий МГЕ, який дозволяє різко підняти рівень адекватності проектного рішення, удосконалити розрахункову схему. До практичної цінності проведених досліджень слід віднести достовірну картину графіка «навантаження-осідання» , отриманого за МГЕ для дисперсних ґрунтів будівельного майданчика для аналізу прогнозу безпечного граничного стану будівлі на підсилених фундаментах. Сучасний стан розвитку механіки ґрунтів характеризується активним переходом до нових розрахункових моделей, які більш повно відображають реальні дисперсні властивості ґрунтів. Досвід проектування фундаментних конструкцій з залученням числового МГЕ корисний для інженерів, студентів та аспірантів будівельних спеціальностей, що працюють в області механіки ґрунтів та її практичних прикладань.

Ключові слова. Напружено-деформований стан, несуча спроможність, числовий метод граничних елементів, фундаментальне рішення, дискретизація.

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

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

Дмитро ЗАПИСОВ
аспірант кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури



Андрій КОЛЕСНИК
аспірант кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасному міському будівництві домінує багатоповерхове житлове будівництво з чіткою тенденцією до збільшення поверховості будівель, яке піднімає навантаження на основи до 1 МПа. Несучим остовом таких будівель є каркас з монолітного залізобетону, робота якого з основами, з точки зору раціонального проектування, вивчена недостатньо. Тому сучасний проект споруди потребує тісної співпраці конструктора та геотехніка ще на етапі архітектурного вирішення з метою уникнення помилок, пов'язаних з недостатнім врахуванням властивостей ґрунтів. Успішне рішення задачі потребує використання новітніх інструментів розрахунку системи «будівля-фундамент-основа» з залученням пружно-пластичних моделей основи. Урахування сумісної роботи системи «будівля-фундамент-основа» є одним з основних принципів проектування основ і фундаментів в сучасних нормативних документах (ДБН В.2.1-10:2018, 2018), які включають прямі вказівки по необхідності проведення сумісних розрахунків. Адже будівля в процесі свого існування знаходиться в постійному контакті та взаємодії з ґрунтовою основою, тому надійне та економічне проектне вирішення споруди може дати аналіз її напружено-деформованого стану (НДС), отриманий при дослідженні роботи системи «будівля-фундамент-основа» в цілому.

Завдяки розвитку інформаційних технологій та напрацювання проектних комплексів для розрахунку системи «будівля-основа-фундамент» в сучасній геомеханіці одним із основних напрямків досліджень є удосконалення математичних моделей ґрунтових основ з метою забезпечення безаварійних ситуацій при будівництві та експлуатації будівель та споруд. Надійність проектних рішень і їх ефективність залежить від методів розрахунку основ і фундаментів, оскільки на основу впливають не тільки природні фактори, а також техногенні та антропогенні впливи.

Зараз ЕОМ виступає незмінним інструментом, без якого немислима робота інженера-будівельника. В першу чергу це програми для підготовки креслень та, звичайно, розрахункові програмні комплекси (ПК).

Сучасні числові методи розрахунків є своєрідним мостом між теорією споруд та механікою твердого деформованого тіла з однієї сторони та потребами практики проектування з іншої. Серед методів розрахунку конструкцій з використанням ЕОМ слід виділити основну групу – це числові методи скінчених елементів для розв'язання крайових задач будівельної механіки та механіки деформованого тіла: метод скінченних елементів (МСЕ), метод граничних елементів (МГЕ) , а також їх модифікації.

Ці методи пропонують розглядати систему із 15 диференційних рівнянь в частинних похідних одним із двох підходів.

Перший підхід до розв'язання крайової задачі базується на використанні МСЕ, відповідно до якого суцільне середовище розбивається, згідно ідеї Пуассона, на ряд елементів, які можна розглядати як окремі частини. Даний метод базується на варіаційних принципах. В МСЕ в формі переміщень шуканими функціями є переміщення, які визначаються із умови мінімуму функціоналу Лагранжа. Вибір саме цієї форми пояснюється простотою її алгоритмізації і фізичної інтерпретації, наявністю єдиних методів побудови матриць жорсткості і векторів навантажень для різних типів скінченних елементів, можливістю врахування довільних граничних умов і складної геометрії конструкції, що розраховується.

Альтернативним числовим методом є МГЕ, який використовує лише поверхневу дискретизацію дослідного об'єкту, тому для тривимірної задачі фундаментобудування це більш ефективний метод. МГЕ фактично став розвитком теорії потенціалу на основі сучасних методів апроксимації, що були удосконалені в рамках МСЕ. Розв'язок конкретних задач розрахунку конструкцій та підвалин з використанням МГЕ можливий при наявності відповідного фундаментального розв'язку (точної або наближеної функції Гріна).

Сучасне діагностування будівельних об'єктів засновано на наукових платформах, які швидко розвиваються і дозволяють

удосконалювати розрахункові схеми, піднімати рівень їх адекватності.

На етапі дискретизації розміри сітки скінченних елементів зазвичай приймаються на основі двох попередніх розрахунків з послідовним згущенням триангуляційної сітки. Це дає можливість отримати уяву про точність числового розрахунку. Відносна похибка результатів розрахунку з попередніми розмірами сітки, та наступними (згущення в 1,5 рази) не має перевищувати 1 %. Прийнята дискретна розрахункова схема обумовлювала знаходження НДС об'єкту з рішень системи лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР) високого порядку. Корені СЛАР дають переміщення у вузлах скінченних елементів, а по них знаходиться решта компонент НДС та несуча спроможність фундаменту.

Механіка ґрунтів слугує теоретичною основою для розрахунків при виборі типу та розмірів фундаменту будівлі, а також при проектуванні ґрунтових споруд. Тому рівень розвитку механіки ґрунтів суттєво впливає на економічність та надійність прийнятих рішень. Інженери-проектувальники при необхідності врахування взаємодії споруди з ґрунтом стикаються з великою невизначеністю, емпірикою. Це пояснюється тим, що властивості конструкційних матеріалів і методи їх розрахунку розроблені краще. Оскільки ґрунти – це дисперсні утворення, вони характеризуються значною неоднорідністю будови, суттєвою залежністю їх характеристик від рівня зовнішніх впливів, це природна субстанція.

Сучасний етап розвитку механіки ґрунтів, в якій 95% деформацій ґрунту є незворотні, характеризується активним переходом до нових розрахункових моделей, які більш повно відображають реальні властивості ґрунтів. Це моделі теорії пластичної течії. Дисперсність ґрунту приводить до того, що його стан і властивості в даний момент залежать від попередньої історії його навантаження. Основу побудови моделі ґрунтів складає експериментальна інформація поведінки реального ґрунту. Разом з тим, модельні рівняння не повинні заперечувати законам збереження руху, маси, енергії.

Фундаменти є відповідальними конструкціями, які передають гравітаційне навантаження ваги споруди чи будівлі в таких межах, при яких забезпечуються експлуатаційна надійність як самої фундаментної основи, так і наземної частини будівлі.

МЕТА РОБОТИ

Основною метою розрахунку при проектуванні є отримання достовірної гарантії безпеки споруди за період її служби. Задача числового моделювання процесу навантаження фундаментної конструкції все ще є актуальною задачею сьогодення. Сучасні задачі проектування основ потребують аналізу НДС основ на всьому діапазоні навантаження аж до вичерпання несучої здатності.

Властивості конструкційних матеріалів вивчено краще і методи їх розрахунку розроблено повніше. Головною характерною особливістю поведінки ґрунтів є те, що їх деформування супроводжується пластичними деформаціями практично з самого початку їх навантаження.

Описання такої реальної поведінки ґрунтів здійснюється складними диференційними рівняннями, рішення яких можливе наближеними методами.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Сучасна геотехніка натепер інтенсивно розвивається, широке застосування отримали числові методи та нелінійні пружньопластичні моделі, які все більше застосовуються в проектній практиці будівництва. Один із шляхів вивчення ефекту нелінійності ґрунтового середовища – використання уявлень теорії пластичної течії, при цьому вводяться поправки, які диктують реологічні експерименти.

Насьогодні найбільш прогресивним і точним є використання рішень пружно-пластичної задачі механіки суцільного середовища.

Основні проблеми теорії пластичності – математичне формулювання співвідношень $\varepsilon - \sigma$ (фізичних рівнянь стану) та

визначення кількісних критеріїв переходу до пластичності. Серед множини критеріїв текучості найбільш математично простий, практично прийнятний та достатньо точний є критерій текучості Мізеса-Шлейхера-Боткіна (Brebbia K, 1982; Бойко І. П.,1985), який і використано в роботі.

Поверхня текучості (критерій текучості) дає співвідношення між σ_m (I інваріантом T_σ) та σ_i (II інваріант девіатора напружень D_σ) на октаедричній площині і разом з рівняннями рівноваги забезпечує кількість рівнянь та кількість невідомих для замикання моделі.

Поверхня текучості вказує на те, що при пластичному стані ґрунту дотичне октаедричне напруження є функцією від нормального октаедричного напруження.

$$\tau_{окт} = f(\sigma_{окт}); \quad f(\sigma,\tau) = 0 \tag{1}$$

$$\begin{cases} f = T + \sigma_{окт}\, tg\psi - \tau_s = 0, & \sigma_{окт} \le p_0, \\ f = T + p_0\, tg\psi - \tau_s = 0, & \sigma_{окт} > p_0, \end{cases} \tag{2}$$

де T – інтенсивність дотичних напружень, $\sigma_{окт}$ – гідростатичний тиск, ψ – кут тертя на октаедричній площині, τ_s – параметр на октаедричній площині, аналогічний зчепленню, p_0 – величина гідростатичного тиску коли ґрунт працює як суцільне середовище.

Вектор деформацій ґрунтового масиву визначається за формулою:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon^e_{ij} + \sum \varepsilon^p_{ij} + d\varepsilon^p_{ij} \cdot \delta_{ij} \tag{3}$$

Вектор пластичних деформацій

$$d\varepsilon^p_{ij} = d\varepsilon^p_{ij(шар)} + d\varepsilon^p_{ij(дев)} \tag{4}$$

де $d\varepsilon^p_{ij(шар)} = \Lambda(\chi) d\gamma^p$ (5)

– додаткова чисто кінематична, дилатансійна умова Ніколаєвського В. М. (Ніколаєвський В. М. , 1979), Бойка І. П. (Бойко І. П., 1985), використана в розрахунку замість вимоги ортогональності вектора $\bar{\varepsilon}^p$ до поверхні навантаження; Λ – коефіцієнт дилатансії; $d\gamma^p$ – приріст деформацій зсуву.

Положення рівноваги фундаментної конструкції базується на принципі максимуму Мізеса і постулаті Друкера.

Нехай задано розподіл швидкостей деформацій ε_{ij}, якому відповідає поле напружень σ_{ij}. Величина дисипації має вигляд:

$$D = \sigma_{ij} \cdot \varepsilon_{ij} \tag{6}$$

Для істинного напруженого стану потужність дисипації не менша ніж для будь-якого допустимого стану σ^*_{ij}, тому мають виконуватись нерівності:

$$\begin{aligned} &\sigma_{ij} \cdot \varepsilon^p_{ij} \ge \sigma^*_{ij} \cdot \varepsilon^p_{ij} \ \text{ або} \\ &(\sigma_{ij} - \sigma^*_{ij}) \cdot \varepsilon^p_{ij} \ge 0 \end{aligned} \tag{7}$$

отже, робота по замкнутому шляху не від'ємна:

$$\oint (\sigma_{ij} - \sigma^*_{ij}) \cdot d\varepsilon^p_{ij} \ge 0$$

Це доводить принцип не ввігнутості поверхні навантаження.

В роботі використано числовий МГЕ, який використовує принцип суперпозицій, тому його можна застосовувати як до лінійних систем, або до таких, що лінійні відносно приростів пластичних деформацій, або можуть бути апроксимовані такими. Таким чином, остання концепція розширює область прикладання методу граничних елементів на дуже багато технічних задач, що є актуальним для сучасних розрахунків.

Будівництву належить найважливіша роль в розвитку всіх галузей країни, в підвищенні продуктивності праці, підйомі матеріального благополуччя населення. Вивчення, удосконалення та аналіз досвіду будівництва для забезпечення успішного спорудження значних об'єктів потребує виконання великого комплексу наукових досліджень, які будуть надійною базою для розробки ефективних конструкцій фундаментів.

Проектування споруд неможливе без залучення сучасних методів математичного

аналізу. В механіці ґрунтів широко застосовують моделі суцільних середовищ та теорію пластичної течії. Пластичні деформації в ґрунтах проявляються у вигляді значної зміни форми, а при наявності великих зон розвитку пластичних деформацій (граничного стану) розв'язання задачі в пружній постановці не відповідає дійсності. В роботі розглянуто питання деформування ґрунтів з залученням числового МГЕ, що є корисним для практичних прикладань.

Кількісною мірою методів прогнозування деформативних процесів будівельних конструкцій та їх ґрунтової основи є напруження та деформації. Для оцінки ступеня стійкості споруди доцільно порівняти деформації з гранично допустимими значеннями.

Поведінка суцільних тіл під навантаженням описується механікою континуальних середовищ і в ній зв'язок між мінеральними зернами такий же, як і міцність окремих зерен. Руйнування дисперсних матеріалів проходить в результаті накопичення пластичних залишкових деформацій, що в граничному стані викликає розрив суцільності масиву в формі взаємного проковзування його частинок. В ґрунтах від дії навантажень виникають деформації, які характерні і суцільним середовищам, так і деформації, які обумовлюються взаємним переміщенням окремих зерен ґрунту в поровий простір, що порушує структурні зв'язки між окремими частинками, а це одночасно порушує зміну об'єму і форми. Цей ефект дилатансії Рейнольдс відкрив ще в 1885 році.

Процес пластичної поведінки ґрунту представляє собою утримання слідів минулого стану, тобто, проявляється «спадковість», яку можна змоделювати диференційними рівняннями. В роботі рішення розрахункової системи диференційних рівнянь отримано числовим МГЕ. В МГЕ задача зводиться до розв'язку дискретного аналога – граничного інтегрального рівняння.

Як МСЕ так і МГЕ мають багато спільного, що видно із характеру апроксимацій, який в них використовуються. Апроксимуючі функції мають задовольняти всім граничним умовам задачі і мати необхідну ступінь неперервності. Точність апроксимації визначається осередненими інтегральними характеристиками функцій нев'язок, основна задача яких різницю між пробними функціями і точним рішенням задачі звести до мінімуму як всередині досліджуваної області, так і на її границі.

Загальним ідеям методу потенціалу (МГЕ) більше 100 років. Це роботи Бетті, Бусинеска, Самільяни, Фредгольма, Перутті (Brebbia K., 1982). Та складність цієї математичної теорії довго перешкоджала її застосуванню для рішення задач прикладної механіки. Необхідні були ще багаторічні наукові дослідження щоб метод потенціалів став сучасною стрункою та достатньо закінченою теорією.

Ґрунтова основа є невід'ємною складовою системи «будівля-фундамент-основа», найбільш уразливий її елемент, адже 90% аварійних ситуацій споруд завдячують саме його стану. По різноманіттю та мінливості ґрунти не мають аналогів серед матеріалів, які використовуються людиною.

В роботі для розв'язку крайової задачі рівноваги буронабивної палі в грунті залучено числовий метод граничних елементів (МГЕ), який передбачає перехід від крайової задачі до інтегрального співвідношення (8).

Фундаментальне рівняння рівноваги (рівняння стану), яке пов'язує потенціал «*u*» і потік «*σ*» на границі дослідного об'єкту , отримано К. Бреббія, на основі методу зважених нев'язок (Brebbia K., 1982):

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p_{ij}^{*} u_j d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^{*} p_j d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}^{*} \dot{\varepsilon}_{jk}^{p} d\Omega \quad (8)$$

c_{ij} – постійна, визначається із умов руху тіла як цілого. Інтеграл по області Ω в (8) включає вектор пластичних деформацій основи ε_p. Г - гранична поверхня фундаментної конструкції, ξ – точка збурення (точка прикладання одиничної сили p=1), х – точка нагляду, Ω - границя трикутних осередків активної стиснутої зони ґрунту (Brebbia K., 1982; Моргун А.С., 2018).

Це граничне інтегральне співвідношення (8) відносно значень потенціалу «*u*» (переміщення в теорії пружності) і потоку «*q*» (напруження в теорії пружності) на границі. Саме ця обставина (взаємозв'язок на

границі) привертає увагу дослідників до цього рівняння оскільки воно найбільш підходить для досліджень числовими методами.

Рішення граничних задач подають:

– як витікаючі із принципів взаємності (теореми Бетті, (Бреббія К, 1982);

– як рішення, отримані із методу зважених нев'язок (Mindlin R. D.,1936).

На основі теореми Бетті про взаємність робіт пов'язуються переміщення *w* всередині досліджуваної області ґрунту з навантаженнями і компонентами НДС на контурі (боковій поверхні і підошві фундаментної конструкції). Компоненти проміжного стану позначено зірочкою.

Кожний інтеграл рівняння стану (8) являє роботу узагальненої сили одного стану на відповідним їм переміщенням другого стану. Рівняння (8) дійсне для зосередженого навантаження, прикладеного в точці ξ_i на границі.

Для усереднення функції нев'язок по досліджуваній області Ω вводиться внутрішній добуток диференційного рівняння стану (в даній роботі – це рівняння Лапласа) на вагову функцію *w*:

$$\int_{\Omega} Z(u) w^{*} d\Omega = 0 \qquad (9)$$

де w^{*} – фундаментальне рішення, що вибирається в якості вагової функції, *u* – базисна функція, яка є шуканим рішенням.

Фундаментальні розв'язки (термодинамічна функція стану) дають значення потенціалу поля «*u*» та потоку «*q*» від дії на поле одиничного джерела. Фундаментальні розв'язки – це функції впливу Гріна. Розв'язки тривимірної пружної задачі тотожності Сомільяни були запропоновані Р. Міндліном (Mindlin R. D., 1936). Він отримав напруження і відповідні їм переміщення від дії зосереджених одиничних сил, прикладених всередині півпростору. Оскільки тиск від фундаментів в ґрунті прикладається не до поверхні ґрунту, а на деякій глибині всередині масиву ґрунту, саме ці рішення Міндліна в МГЕ обертають в нуль інтеграл по області, зводячи задачу до пошуку лише граничних функцій та понижують порядок задачі на одиницю.

Відправною точкою МГЕ є поняття того, що фактично для всіх комплексних рівнянь механіки суцільних середовищ в наявності рішення, що відповідають одиничним збуренням, прикладеним у внутрішніх точках однорідної необмеженої області. Це одиничні (фундаментальні) сингулярні рішення, чи функції Гріна. МГЕ дозволяє об'єднати такі рішення за допомогою принципу суперпозицій у високоефективну обчислювальну схему великої гнучкості.

В роботі використана теорія граничної рівноваги, в якій застосовуються рівняння рівноваги, а замість геометричних рівнянь залучено октаедричну теорію – критерій переходу ґрунту в пластичний стан.

В якості фізичних рівнянь використано неасоційований закон пластичної течії, який записується диференціальним рівнянням (10). Розвитку цього напряму сприяли роботи Друккера, Прагера. Ця теорія базується на принципі максимуму швидкості дисипації механічної роботи (принцип максимуму Мізеса), визначає приріст компонентів тензора пластичної деформації, пропорційних градієнту деякої функції F , яку називають пластичним потенціалом. Кінематичні співвідношення між σ – ε (неасоційований закон пластичної течії) або фізичні рівняння при пластичній течії мають наступний вигляд:

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \qquad F \neq f, \qquad (10)$$

де F – пластичний потенціал, функція історії деформування; f – критерій переходу до пластичного стану; $d\lambda$ – (скалярний коефіцієнт простого навантаження, знаходиться в ході розв'язку пластичної задачі;

Відповідним вибором F забезпечується орієнтація вектора приростів пластичних деформацій $d\varepsilon_{ij}^{p}$ у відповідності з дослідними даними.

В силу того, що ε_{ij}^{p} залежить від усієї історії навантаження, залежність між σ – ε формулюється через прирости пластичних деформацій – це так звана інкрементальна теорія або теорія пластичної течії. Функцію

напружень F в формулі (10) називають також пластичним потенціалом.

Пружним деформаціям властиве повне відновлення недеформованого стану після зняття навантажень. Окрім того, пружні деформації залежать лише від величини напружень і не залежать від історії навантаження. Будь-яка деформація, яка виникає як відповідна реакція матеріалу на прикладені навантаження і не відповідає класичним законам теорії пружності (закону Гука) – це незворотна пластична деформація.

Для визначення незворотніх залишкових деформацій ґрунту - формозміни і об'єму залучено дилатансійну теорію В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка (Ніколаєвський В. М., 1979; Бойко І. П., 1985) та покрокового ітераційного алгоритму навантаження за О. А. Ільюшиним способу розв'язку нелінійних задач. Метод пружних рішень (Ільюшин, 1948 р.) в своїй основі є методом лінійних наближень. Оскільки зв'язок σ – ε для ґрунтових основ не носить лінійного характеру визначення постійних лінійної пропорційності обмежувалось умовами нескінченно малих змін $d\sigma$ і відповідних їм $d\varepsilon$.

Таким чином, процес пластичного деформування ґрунту складався із рекурентної послідовності лінійних задач і до рівнянь рівноваги додавались ще два додаткові:

- для розмежування зон пружного та пластичного стану ґрунту і формуванні умови початку пластичності введено критерій переходу до граничного стану (рівняння для інваріантів $T\sigma$, тобто умову граничної рівноваги (2));
- неасоційований закон пластичної течії (10).

Перше рівняння (2) визначало миттєву поверхню текучості, друге рівняння (10) визначало орієнтацію в тій же точці вектору швидкостей приростів пластичних деформацій.

Залишкові пластичні деформації визначались:

$$\varepsilon^{\text{p}} = \sum d\,\varepsilon^{\text{p}} + \text{d}\,\varepsilon^{\text{p}} \cdot \delta \qquad (11)$$

де $\sum d\,\varepsilon^{\text{p}}$ - сума приростів пластичних деформацій на попередніх кроках навантаження, δ - дельта Кронекера. Приріст пластичних деформацій девіаторних напружень:

$$d\,\varepsilon^{\text{p}}{}_{\text{девіаторне}} = \text{D}_{\text{ij}} \cdot d\lambda \qquad (12)$$

Приріст пластичних деформацій шарового тензора напружень:

$$d\,\varepsilon^{\text{p}}{}_{\text{шарове}} = \Lambda(\chi)\text{d}\gamma^{\text{p}}\,, \qquad (13)$$

де Λ - коефіцієнт дилатансії, $d\gamma^{p}$ – приріст деформацій зсуву.

Ґрунти, як відомо, навіть за незначних тисків отримують незворотні пружно-пластичні деформації, які залежать від історії навантаження. К. Бреббія (Brebbia K., 1982) на основі методу зважених нев'язок отримано фундаментальне рівняння рівноваги ґрунту в інтегралах, яке встановлює співвідношення між зусиллями та переміщеннями на границі палі (8):

$$c_{ij}u_j + \int_{\Gamma} \rho^*{}_{ij}u_{ij}\,d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}{}^{*}\rho_i\,d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}^{*}\,\varepsilon^{p}_{jk}\,d\Omega$$

де u – заданий вектор переміщень на границі палі; p – шуканий вектор напружень на поверхні досліджуваного об'єкта; u^*, p^*, σ^* – ядра граничного рівняння, фундаментальні розв'язки Міндліна (Mindlin R. D., 1936) для переміщень, напружень та похідних від напружень від дії $P = 1$ в середині пружної півплощини; інтеграл по області Ω в рівності (8) включає вектор пластичних деформацій основи ε_p; c_{ij} – матриця, що визначалась з умов руху тіла як цілого. Γ, ξ, x – відповідно границя палі, точка збурення, точка нагляду (Бреббія К, 1982).

Для числової реалізації рівності (8) дискретизувалась лише поверхня стикання фундаменту та ґрунту, оскільки розв'язок Р. Міндліна автоматично задовольняє граничні умови на вільній від напружень поверхні півпростору. Границя Γ розбивалась на ряд граничних лінійних елементів, очікувана зона деформацій дискретизувалась трикутними осередками.

Рівняння (8) записувалось в дискретній формі для кожного вузла ξ границі Γ (14):

$$c(\xi_i)U(\xi_i) + \sum_{j=1}^{N}\left(\int_{\Gamma} P^*\Phi^T d\Gamma\right)U^N = \sum_{j=1}^{N}\left(\int_{\Gamma} U^*\Phi^T d\Gamma\right)P^N + \sum_{k=1}^{M}\left(\int_{\Gamma} \sigma^*\Phi^T d\Omega\right)\varepsilon^{p(k)}$$

де i – граничний вузол, що розглядається; j – номер граничного вузла, який впливає на вузол і (вплив враховується окремим коефіцієнтом); k – номер внутрішнього осередку, що впливає на вузол i.

Рівняння (14) можна записати у матричній формі (15).

Інтеграли по кожному граничному елементу обчислювались за схемами числового інтегрування двовимірних квадратур Гаусса (Brebbia K., 1982):

$$H_{ij} = \int_{\Gamma j} q^* d\Gamma = J \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{N} (p^*)_k w_i w_j, \quad G_{ij} = \int_{\Gamma j} u^* d\Gamma = J \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{N} (u^*)_k w_i w_j \qquad (15)$$

де

$$H_{ij} = \begin{Bmatrix} H_{ij}, i \neq j \\ H_{ij} + C_i, i = j; \end{Bmatrix}$$

w_i, w_j – вагові коефіцієнти при числовому інтегруванні; J – якобіан переходу від місцевої до глобальної системи координат, для лінійного граничного елемента $J=l_i/2$.

Інтеграл по внутрішніх осередках ґрунту Ω обраховувався за схемою напіваналітичного інтегрування, запропонованого Ж. Теллесом, К. Бреббія (Brebbia K., 1982) з використанням формули Хаммера:

$$\int_{\Omega} \sigma^* \Phi^T d\Omega = \sum_{k=1}^{K} (\sigma^* \Phi^T)_k W_k J_k, \qquad (16)$$

де J_k – якобіан перетворення системи координат; W_k – вагові коефіцієнти методу Хаммера.

В використані математичній моделі ρ^{cr} залежало від гідростатичного тиску σ_m, параметра P_0 та мінімального і максимального значення щільності ґрунту (Бойко І. П., 1985; Моргун А.С., 2018):

$$\rho^{cr} = f(\sigma_m, P_0, \rho_{\min}, \rho_{\max}). \qquad (17)$$

В якості параметра зміцнення в розрахунковій моделі прийнято щільність ґрунту. Величина поточного значення щільності ґрунту на кожному кроці навантаження визначалась з формули:

$$\rho_i = \rho_0 / e^{\varepsilon_v} \qquad (18)$$

$$\varepsilon_v = ln V_i / V_0 \qquad (19)$$

де ε_v – об'ємні деформації, для запису яких використано міру деформації Генкі; ρ_i, V_i – поточне значення щільності та об'єму на i-му кроці навантаження; ρ_0, V_0 – початкові їх величини.

Умова Мізеса-Шлейхера-Боткіна (2) є граничною поверхнею для ґрунтового масиву, на ній здійснюється умова стрибка тангенсійних компонент швидкостей зміщень.

Застосована математична модель враховує сукупність таких реальних властивостей природних ґрунтів, як дискретність побудови, розривність, нелінійність деформування.

Для числової реалізації на ЕОМ математична модель (8) дискретизувалась, приводилась до скінченно мірної. Дискретизувалась лише гранична поверхня палі (згідно специфіки МГЕ) та активна зона навколо пальового ґрунту.

В геологічній будові будівельний майданчик (Лапшин Ф.К., 1978) складався із просідаючих суглинків та глин із середньозваженими характеристиками: E= 16.33 МПа, ν = 0.437, ρ=1.92 г/см^3, C=1.26 МПа, φ=1.26 радіан.

Практика розрахунків показала, що достатньо хороші результати отримано коли фізичні залежності описуються постійними елементами. Функції u і q в цьому випадку призначаються в центральній точці і мають постійне значення по довжині граничного елемента. Постійні граничні елементи дають прийнятну точність і не потребують значних зусиль з точки зору числової реалізації.

Для раціонального проектування нульового циклу споруди при наявності просідаючих ґрунтів застосовано буронабивні палі, в основу вибору було покладено менша трудомісткість та кошторисна вартість фундаментів споруди. Нормативний опір паль визначався при осіданні 4 см (Лапшин Ф.К., 1978).

З урахуванням достатнього заглиблення паль у непросідаючий грунт (1-1,5 м. згідно нормативних документів) довжину паль прийнято L=9.3 м., діаметр стовбура D = 1 м.

Для підсилення несучої здатності буронабивної палі були використані також буронабивні палі з розширенням в області п'яти D = 1.8 м. З метою підтвердження достовірності розрахунків їх несучої спроможності і аналізу можливих післядій буронабивні палі з розширенням і без нього були експериментально досліджені (Лапшин Ф.К., 1978) на вертикальне навантаження показано на Рис. 1.

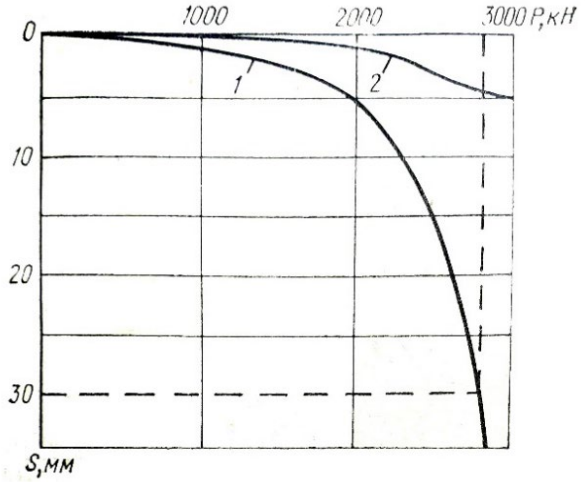


Рис. 1. Експериментальні графіки статичних досліджень паль (Лапшин Ф.К., 1978)
Fig. 1. Experimental graphs of static pile studies (Лапшин Ф.К., 1978)

Згідно наведеної математичної моделі (8-19) проведено за МГЕ прогноз поведінки під вертикальним навантаженням буронабивної палі L= 9.3 м. з розширенням і без нього. Палі занурені в щільні ґрунти на 1 м.

Результати числового прогнозування несучої спроможності буронабивних паль без розширенням та з розширенням за МГЕ згідно наведеної методики подано на Рис. 2.

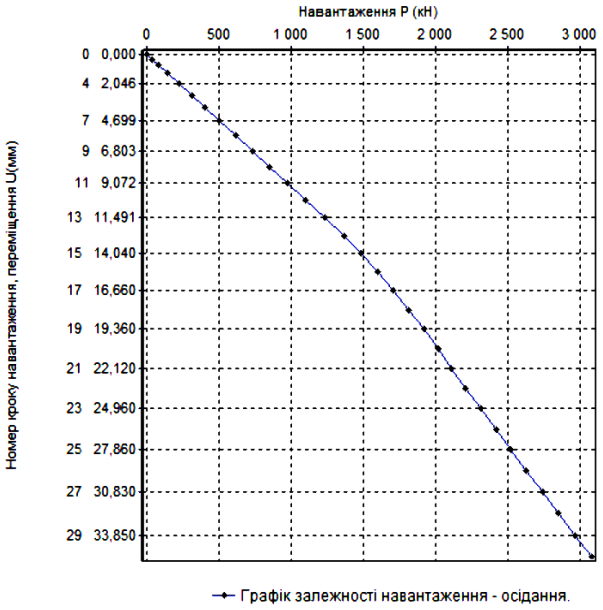
Згідно даних досліджень (Рис.1, графік 1) незатухаючі деформації палі без розширення виникають при s=34 мм, P=3000 кН.

Розрахунок за МГЕ P=3000 кН фіксує при s=33,85 мм показано на Рис. 2а.

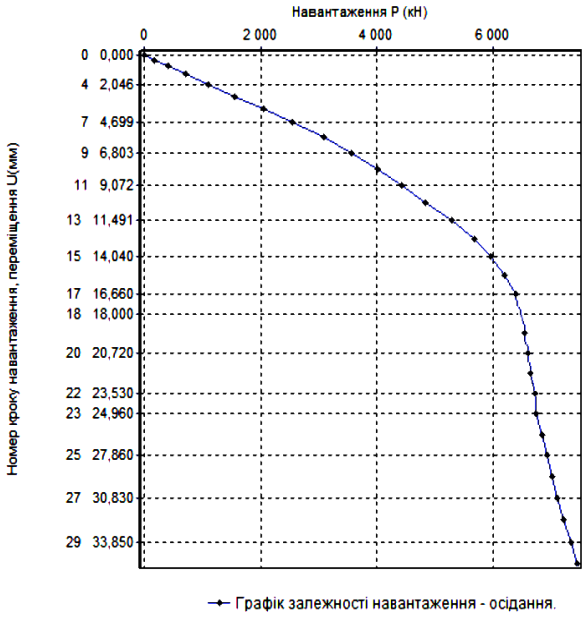
Паля з розширенням в експерименті до зриву не доведена, а при s=5 мм експеримент зафіксував P=3000 кН як видно з Рис.1, графік 2.

Числовий розрахунок за МГЕ представлено на Рис. 2б при s=5 мм відображає такі ж показники P=3000 кН.

Згідно прогнозу за МГЕ втрата несучої спроможності палі з розширенням при s=40 см фіксує P=7600 кН.



а)



б)

Рис. 2. Числові дослідження за МГЕ бурової палі L= 9.3 м.: а) без розширення, б) з розширенням
Fig. 2. Numerical studies using MGE of a bored pile L= 9.3 m: a) without expansion, b) with expansion

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Запропонована модель на кожному кроці навантаження враховує зміну НДС основ, поверхню текучості, шлях навантаження, історію деформування, дилатансію та контрактацію ґрунту.
2. Отримані за МГЕ рішення прийнятні для практичного використання, оскільки вони відповідають даним експериментальних досліджень.
3. Результати числових досліджень за МГЕ відповідають експерименту, вказаному а Рис. 2,а,б.
4. Аналіз графіків числових досліджень свідчать, що при малих навантаженнях спостерігається практично лінійна залежність P-S. При збільшенні навантаження графік стає нелінійним в результаті накопичення в ґрунті залишкових пластичних деформацій в стиснутій активній зоні навколо пальового ґрунту.
5. Врахування нелінійності роботи ґрунту забезпечує відповідність числових досліджень даним експерименту та дозволяє приймати економічні рішення.

ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1–10:2018. (2018) [Чинний від 2019.01.01]. К.: Мінрегіон України
2. Brebbia K. (1982) *Applications of MGE in engineering.* S. Walker.
3. Бойко І. П. (1985) Теоретичні основи проектування пальових фундаментів на пружньопластичній основі. *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*, 18, 11–18.
4. Ніколаєвський В. М.(1979) Дилатансія та закони незворотнього деформування ґрунтів *Основи фундаменти та механіка ґрунтів: Збірник*, 5, 29-31.
5. Mindlin R. D. (1936) *Force at a point in the interior of a semi-infinite solid*. Physics.
6. Моргун А.С. (2108) *Деформативність ґрунту при пластичній формозміні та дилатансії*. Вінниця: ВНТУ.
7. Лапшин Ф.К., & Потапов С.Н. (1978) Досвід проектування та улаштування фундаментів промислового корпусу із бурових паль. *Основи фундаменти та механіка ґрунтів: Збірник*, 5.

REFERENCES

1. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018. (2018) – [Chynnyi vid 2019.01.01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 36 (in Ukrainian).
2. Brebbia K. (1982) *Applications of MGE in engineering.* S. Walker.
3. Boyko I (1985) Teoretychni osnovy proektuvannya pal′ovykh fundamentiv na pruzhn′o-plastychniy osnovi [Theoretical foundations of the design of pile foundations on an elastic-plastic basis]. *Osnovy ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk.*, 18, 11-18 (in Ukrainian).
4. Nikolayevs′kyy V. M.(1979) Dylatansiya ta zakony nezvorotn′oho deformuvannya gru-ntiv [Dilatancy and laws of irreversible deformation of soils] *Osnovy fundamenty ta mekhanika gruntiv: Zbirnyk*, 5, 29-31 (in Ukrainian)
5. Mindlin R. D. (1936) *Force at a point in the interior of a semi-infinite solid*. Physics.
6. Morhun A.S. (2108) *Deformatyvnist' hruntu pry plastychniy formozmini ta dylatansiyi [Soil deformability during plastic deformation and dilatancy]*. Vinnytsya: VNTU (in Ukrainian)
7. Lapshyn F.K., & Potapov S.N. (1978) Dosvid proektuvannya ta ulashtuvannya funda-mentiv promyslovoho korpusu iz burovykh pal′ [Experience in designing and installing industrial building foundations from bored piles.]. *Osnovy fundamenty ta mekhanika gruntiv: Zbirnyk*, 5 (in Ukrainian)

Predicting the limit state assessment of reinforced foundations

Alla MORGUN
Ivan MET
Dmitry ZAPISOV
Andriy KOLESNYK

Summary The topic of predicting the bearing capacity of foundation structures is relevant for the entire construction industry, which plays the most important role in all branches of the country. The aim of the work is to improve the mathematical

apparatus of the numerical method of boundary elements in applied studies of the behavior under load of reinforced foundations.

Soil mechanics serves as a theoretical basis for calculations when choosing the type and size of the foundation of a building, as well as when designing soil structures. Therefore, the level of development of soil mechanics significantly affects the efficiency and reliability of the decisions made. Design engineers, when it is necessary to take into account the interaction of a structure with the soil, face great uncertainty and empirical evidence. Since soils are dispersed formations, they are characterized by significant structural heterogeneity and a significant dependence of their characteristics on the level of external influences; they are a natural substance.

As a method of analyzing the problem, a modern numerical MGE was used, which allows to sharply increase the level of adequacy of the design solution, to improve the calculation scheme. The practical value of the conducted research should include a reliable picture of the “load-settlement” graph obtained by MGE for disperse soils of a construction site for analyzing the forecast of the safe limit state of a building on reinforced foundations. The current state of development of soil mechanics is characterized by an active transition to new calculation models that more fully reflect the real disperse properties of soils. Experience in designing foundation structures using numerical MGE is useful for engineers, students, and graduate students in construction specialties working in the field of soil mechanics and its practical applications.

Keywords. Stress-strain state, bearing capacity, numerical boundary element method, fundamental solution, discretization.

Прикладання методу граничних елементів до механіки деформованих ґрунтів

Алла МОРГУН[1], Іван МЕТЬ[2], Руслан ЛЕБІДЬ[3]

Вінницький національний технічний університет
95, Хмельницьке шосе, Вінниця, Україна, 21000,
[1] morgunallaS @gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-4701-339X
[2] met@vntu.edu.ua, orcid.org/0000-0001-9764-0271
[3]ruslanlebid11@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.185-191

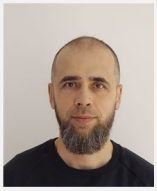
Анотація. У зв'язку з переходом сучасних будівель на каркасно-монолітну схему, будівлі ростуть вверх і вниз. Це збільшує тиск на основи і приводить до необхідності при їх проектуванні розв'язувати нелінійні задачі механіки ґрунтів, оскільки головною проблемою технічних систем є надійність. В останній час спостерігається явна тенденція підсилення теоретичних досліджень у фундаментобудуванні. Отримання надійних результатів моделювання в більшості випадків зводиться до використання нелінійних пружно-пластичних моделей, що базуються на теорії пластичної течії, дилатансійних співвідношеннях В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка.

Вітчизняна геотехніка знаходиться на шляху інтенсивного розвитку. Широко застосовуються числові методи, засновані на пружно-пластичних моделях. Руйнування дискретних матеріалів (до яких відноситься і ґрунт) проходить в результаті накопичення пластичних (залишкових) деформацій, що в граничному стані викликає розрив суцільності масиву в формі взаємного проковзування його частинок. Вплив пластичності проявляється в розвитку переміщень, перерозподілі внутрішніх зусиль. Міцність зв'язків в дисперсних ґрунтах набагато менша міцності самих частинок, а при відсутності сил зчеплення (пісок) основним фактором деформацій ґрунтової основи є сили контактної взаємодії і деформації пов'язані з переупаковкою частинок.

Основний напрям розвитку в будівництві – застосування нових, раціональних та ефективних конструкцій паль, які б підвищували їх несучу здатність, технологічність виготовлення та влаштування.

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

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



Руслан ЛЕБІДЬ
аспірант кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури

Низьке використання міцності матеріалу паль квадратного перетину – мала питома несуча здатність (25-60%) стримує техніко-економічний прогрес в будівництві та потребує використання нових ефективних та раціональних конструкцій паль. Впровадження паль із складною формою поперечного перетину є перспективним в цьому напрямку і описано в роботі (Малишев, 2011).

Не зважаючи на чималу кількість експериментальних досліджень паль складної форми поперечного перетину конкретних вказівок щодо особливостей їх роботи та розрахунку мало.

Найбільш ефективними є палі перехресного перетину, двотаврові, таврові. Найменш ефективні – палі круглого та квадратного перерізу. Важливим є також питання урахування та неврахування заповнення ґрунтом об'єму між ребрами паль оскільки палі із складною формою бокової поверхні (таврові, двотаврові, хрестоподібні) мають різний характер ущільнення ґрунту навколо їх бічної поверхні та залучають до своєї роботи деяку ущільнену зону ґрунту, яка утворюється між ребрами паль при їх заглибленні, про що відмічено в роботі (Малишев, 2011).

Тому перевірка методики розрахунку несучої здатності та деформування ґрунтової основи за числовим МГЕ такого виду паль, статичним вертикальним навантаженням, є актуальною задачею.

Ключові слова. Напружено деформований стан, несуча спроможність, числовий метод граничних елементів, ефективні фундаменти, дискретизація.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Основою геотехнічних розрахунків є визначальні рівняння стану, які виражають в аналітичній формі закони деформування і руйнування ґрунту. Числові коефіцієнти, що входять в них, характеризують відповідні властивості конкретних ґрунтів.

В роботі розвиток деформаційних ґрунтових процесів та визначення несучої спроможності ефективних таврових паль відслідковано з залученням числового методу граничних елементів (МГЕ). Більша частина статичного вертикального навантаження на таврові палі згідно експериментальних досліджень описаних в роботі (Малишев, 2011) передається бічною поверхнею завдяки значному ущільненню ґрунту на контакті таврової палі з ґрунтовим середовищем активної зони та в місцях примикання полиці тавра до ребра.

При заглибленні палі в ґрунт проходить додаткове ущільнення ґрунту в результаті витіснення в сторони ґрунту, об'єм якого рівний об'єму палі, яка заглиблюється. Використана в роботі нелінійна модель числового методу граничних елементів дозволяє проводити в рамках однієї розрахункової схеми розрахунок фундаментів за обома граничними станами (по деформаціях та несучі спроможності) від початку їх навантаження до втрати несучої здатності.

Критерієм вичерпання лінійних моделей, заснованих на теорії пружності, для розрахунку осідань основ є умова $p \leq R$, де p – середній тиск під підошвою фундамента, R – межа пропорційності, рівна розрахунковому опору основи, при перебільшенні якого залежність $\sigma = f(\varepsilon)$ порушується та стає неможливим використання лінійної моделі.

Після досягнення межі міцності проходить проковзування бічної поверхні фундаментної конструкції відносно ґрунту. Проковзування реалізується шляхом контролю дотичних напружень τ , розташованих на контакті «фундаментна конструкція – ґрунт».

В числовому МГЕ шлях розв'язання задачі поведінки палі в ґрунті складається в пошуку та використання такого фундаментального розв'язку (функцій впливу Гріна), який зводить вихідну задачу лише до розв'язання граничної задачі.

Більшість фізичних явищ в механіці може бути описана за допомогою диференційних рівнянь. При виводі основного інтегрального співвідношення МГЕ, що наведено в формулі (2), яке описане в роботі (Brebbia та ін., 1984) було сформовано систему розрахункових диференційних рівнянь 15-го порядку із локального методу розрахунку будівельних конструкцій (рівняння статики, геометричні, фізичні), та використано теорему Бетті, формула (1) про взаємність робіт двох станів деформованого тіла (інтеграл взаємності) та принцип зважених нев'язок, згідно якого визначались функції нев'язок, які мінімізувались таким чином, щоб перетворити в нуль їх усереджене значення за допомогою введення вагової функції w.

$$\int_{\Omega} \sigma_{jk} \cdot \varepsilon^*_{jk} d\Omega = \int_{\Omega} \varepsilon_{jk} \cdot \sigma^*_{jk} d\Omega, \qquad (1)$$

де σ^*_{jk} , ε^*_{jk} – фундаментальні рішення від P=1 для напружень та деформацій (вагові функції).

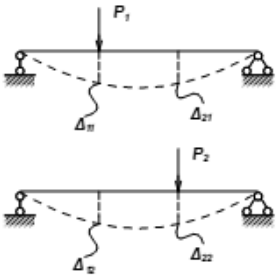


Рис. 1. До компонування інтегралу взаємності Бетті.
Fig. 1. Before composing the Betti reciprocal integral.

При обчисленні крайових задач за МГЕ необхідно згідно із змістом задачі використати фундаментальний розв'язок. При дослідженні взаємодії палі з ґрунтом найбільш відповідним суті задачі є розв'язок Р. Міндліна (1949 р.) для вертикальних і горизонтальних сил, прикладених в середині півпростору, оскільки тиск від паль в ґрунті прикладається не до поверхні ґрунту, а на деякі глибині всередині масиву ґрунту. Р. Міндлін отримав не лише напруження, а і відповідні їм переміщення від дії одиничних навантажень, прикладених всередині півпростору. Саме вони дають можливість скомпонувати матрицю впливу МГЕ при розрахунках за МГЕ фундаментних конструкцій, класичну матрицю піддатливості будівельної механіки.

Числовий МГЕ потребує використання ЕОМ і, що є загальним для наближених числових методів, зводить розрахункові рівняння до розв'язків СЛАР високих порядків (запис статичних, геометричних, фізичних рівнянь подано в позначеннях Ейнштейна), інтегральне співвідношення МГЕ (2):

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_{ij,j}+b_j=0\\ \varepsilon_{ij}=\dfrac{1}{2}(u_{i,j}+u_{j,i})\\ \sigma_{ij}=C_{ijkl}\varepsilon_{kl}\end{array}\right\}\Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi)+\int_\Gamma p^*_{ij}(\xi,x)u_j(x)d\Gamma(x)=\int_\Gamma u^*_{ij}(\xi,x)p_j(x)d\Gamma(x),$$

де $\sigma_{ij,j}+b_j=0$ – статичні рівняння рівноваги;

$\varepsilon_{ij}=\dfrac{1}{2}(u_{i,j}+u_{j,i})$ – геометричні рівняння;

$\sigma_{ij}=C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$ – фізичні рівняння середовища.

При розгляді нелінійної задачі інтегральне рівняння, отримане авторами роботи (Brebbia та ін., 1984), набуває вигляду:

$$c_{ij}\cdot u_j+\int_\Gamma p^*_{ij}u_j d\Gamma=\int_\Gamma u^*_{ij}p_j d\Gamma+\int_\Omega \dot\sigma^*\dot\varepsilon^p_{jk}d\Omega \quad (3)$$

де u – заданий вектор переміщень на контакті границі фундаментної конструкції;

p – шуканий вектор напружень на границі;

u^*, p*, σ̇*– ядра граничного рівняння (Brebbia та ін., 1984, Моргун, 2016) чи функції впливу МГЕ, це двоточкові функції, їх компоненти – переміщення та напруження довільної точки поля півпростору в напрямку «і» (точка нагляду) від сили P = 1, прикладеної в «j» –му напрямку (джерелі) – прийнято рішення Р. Міндліна для переміщень, напружень та похідних від напружень, що відповідають одиничним збурюючим впливам (P=1) в півпросторі, наведено в роботі (Mindlin, 1936, Моргун, 2016). Ядра інтегрального рівняння характеризують собою досліджуване середовище;

c_{ij} – постійна, визначається із умов руху тіла як цілого, з'являється при переводі крайової задачі до інтегрального рівняння (2) для отримання єдиного рішення.;

Γ – гранична поверхня фундаментної конструкції, ξ – точка збурення, x – точка нагляду, Ω – та границя трикутних осередків активної (дилатансійної) зони ґрунту, описана в роботі (Brebbia та ін., 1984).

Остання складова формули (3) включає інтеграл по області масиву ґрунту dΩ, в якому очікується поява пластичних деформацій $\dot\varepsilon^p_{jk}$, $\dot\sigma^*$ – похідні від фундаментальних рішень Р. Міндліна. Фундаментальні рішення, що наведені в роботі (Mindlin, 1936) обертають в нуль інтеграл по області і зводять тим самим задачу до визначення лише граничних функцій. Точка прикладання одиничної сили ξ та точка нагляду B знаходяться на боковій поверхні, та на вістрі палі.

МГЕ використовує принцип суперпозицій, тому його можна застосовувати або до лінійних систем, або до таких систем, що лінійні відносно приростів, чи можуть бути апроксимовані

такими. Таким чином, остання категорія розширює область прикладання МГЕ на дуже багато технічних задач.

При розрахунку напружено-деформованого стану таврової палі ґрунт моделювався пружно-пластичним тілом – до границі текучості залежність σ-ε лінійна, потім ґрунт переходить в пластичний стан, та використовувались вирази теорії пластичної течії (Бойко, 1985, Hill, 1950, Drucker та ін., 1957). Для визначення величини пластичних деформацій в закритичному стані використано неасоційований закон пластичної течії описаний в роботі (Ніколаєвський, 1979) до якого автор роботи (Hill, 1950) ввів для описання зв'язку між швидкістю деформацій і напруженнями поняття пластичного потенціалу F, як функцію, що визначає відношення приростів пластичних деформацій та напружень:

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f, \qquad (4)$$

де F – пластичний потенціал (дисипативна функція пористого середовища ґрунту), f – критерій переходу до пластичного стану, dλ – скалярний множник.

Синтез методів різних гілок в механіці – прогресивний метод в наукових дослідженнях.

Процес пластичного деформування ґрунту в моделі базувався на його лінеарізації згідно пропозицій О.А. Ільюшина, що описано в роботі (Ніколаєвський, 1979) – це рекурентна послідовність лінійних задач. Пороговий характер пластичних деформацій (межа переходу роботи ґрунту в пластичну стадію) визначалась за модифікованою умовою Мізеса-Шлейхера-Боткіна, яка передбачає руйнування по октаедричних площадках:

$$f = \begin{cases} T + \sigma_m tg\psi - \tau_s = 0 & при \quad \sigma_m \le p_0 \\ T + \rho_0 tg\psi - \tau_s = 0 & при \quad \sigma_m > p_0 \end{cases} \qquad (5)$$

ψ, τ_s – кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення на октаедричні площині.

$$tg\psi = \frac{sin\varphi\sqrt{9+3\mu_\sigma^2}}{3-\mu_\sigma sin\varphi}; \quad \tau_s = \frac{cos\varphi\sqrt{9+3\mu_\sigma^2}}{3-\mu_\sigma sin\varphi} \qquad (6)$$

p_0 – рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище.

В якості функції f використана модифікована умова Мізеса-Шлейхера-Боткіна, яка враховує реальне просторове деформування ґрунту та передбачає, що площадки зсуву реалізуються на октаедричних площадках:

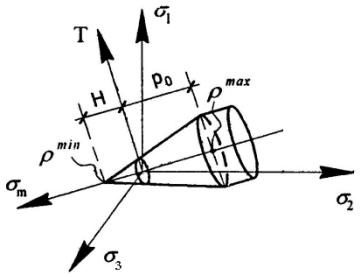


Рис. 2. Модифікований критерій текучості Мізеса-Шлейхера-Боткіна.

Fig. 2. Modified Mises-Schleicher-Botkin yield criterion.

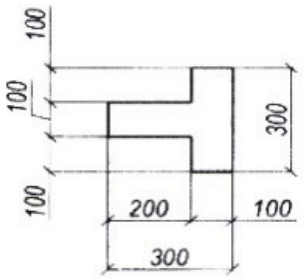


Рис. 3. Розміри поперечного перетину таврової палі.

Fig. 3. Dimensions of the cross-section of a T-shaped pile.

Октаедричні площадки рівнонахилені до головних осей. Вони мають ряд особливостей та спрощують розгляд напружень на них при аналізі умов руйнування.

Циліндрична частина критерію описує стан ґрунту, при досягненні в ньому максимальної щільності, рахується, що ґрунт в такому стані працює як суцільне середовище.

Поверхня текучості, що наведена в формулі (5) дає співвідношення між σ_m та τ_s на октаедричній площині та разом з рівняннями рівноваги та фізичним рівнянням (неасоційованим законом пластичної течії (4)) забезпечує кількість рівнянь та кількість невідомих.

Деформації визначались :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^{e} + \sum \varepsilon_{ij}^{p} + d\varepsilon_{ij}^{p} \cdot \delta_{ij}, \qquad (7)$$

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\varepsilon_{ij}{}^{p}{}_{(шар)} + d\varepsilon_{ij}{}^{p}{}_{(дев).} \qquad (8)$$

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Залежність формозміни ґрунту від шарового тензора напружень, а об'ємних деформацій від девіатора напружень є однією із особливостей ґрунту. Виявлений вперше в 1885 р. О. Рейнольдсом ефект дилатансії (зміни об'єму, супутніх зсувним деформаціям) характерний для незворотного деформування як нескельних ґрунтів, коли в силу жорсткості частинок перевалює їх переупаковка, та і для скельних ґрунтів, коли здійснюється зміна пустотності системи тріщин.

Цю одночасовість зміни об'єму і форми в 1885 р. О. Рейнольдс назвав дилатансією. Саме вона (дилатансія) робить параметри напружено-деформованого стану основ нелінійними. Фізична суть дилатансії – руйнування ділянок зчеплення блоків та повертання блоків частинок ґрунту при деформуванні вздовж поверхні ковзання, в результаті порушується структура, утворюються поверхні ковзання.

Дилатансія – явище часто кінематичне, що можна пояснити на прикладі переупакування шарів. Переупакування шарів подібно деформуванню шарнірної системи, зсув якої пов'язаний із зміною об'єму.

Для корегування неспіввісності тензора напружень T_σ та девіатора напружень D_σ при роботі ґрунту в пластичній стадії використано дилатансійну теорію (Ніколаєвський, 1979, Бойко, 1985):

$$d\varepsilon^{p}_{ij(\text{шар})} = \Lambda(\chi) d\gamma^{p} \ , \qquad (9)$$

де $d\varepsilon^{p}_{ij(\text{шар})}$ – скалярний еквівалент приросту непружніх об'ємних деформацій;

$d\gamma^{p}$ – скалярний еквівалент приросту деформацій зсуву;

$\Lambda(\chi) = d\varepsilon_v/d\gamma$ – швидкість дилатансії; ε_v – об'ємні деформації, для запису яких використано міру деформацій Генкі:

$$\varepsilon_v = \ln(Vi/V_0) \qquad (10)$$

χ – параметр зміцнення ґрунту, прийнято щільність ґрунту ρ.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів є визначальними вхідними параметрами сучасних розрахунків. Вони мають прикладне значення і об'єктивно характеризують ґрунти як будівельний матеріал в його природному стані.

В моделі враховано вплив на несучу спроможність фундаментної конструкції таврової палі (Малишев, 2011) 8 геологічних характеристик ґрунту:

– деформативні параметри стану ґрунту: $E = 17.343$ МПа , $\upsilon = 0.3$;

– фізичні параметри стану, щільність ґрунту в різних станах:

$\rho = 1.766$ т/м^3, $\rho^{min} = 1.766$ т/м^3, $\rho^{max} = 2.093$ т/м^3;

–міцнісні параметри стану: $c = 2.226$ кПа, $\varphi = 0.554$ рад;

– рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище $p_o = -2018$ кПа .

Багатошаровість основи враховувалась еквівалентним ізотропним тілом. Середньозважені ґрунтові деформаційні характеристики узагальнено описували деформативність однорідного ізотропного матеріалу в дослідному об'ємі ґрунту.

При розрахунку стисливістю паль знехтувано, і вертикальні переміщення вузлів паль від дії вертикальних навантажень на бокові поверхні та вістрі прийнято рівними та рівними голові палі: $w_s = w_b = w_{ed}$. Різниця в опорі паль, обрахованих з урахуванням стискання та абсолютно жорсткої палі згідно досліджень Баттерфілда, А.О. Бартоломія (Benerji, 1984) не перевищує 3-5%.

Шляхом числового моделювання процесу навантаження основи з урахуванням дилатансійних змін її об'єму проведено аналіз НДС одиночної таврової палі в роботі (Малишев, 2011), зануреної в ґрунтову основу на 3.5 м з розмірами поперечного перетину, що наведено на Рис. 3.

Оскільки дискретизація та квантування неперервних процесів – це складові прийняття рішень в складних системах, бокова поверхня палі та вістря дискретизувались лінійними граничними елементами (по 10 ГЕ). Активну зону ґрунту, в межах якої утворюється значна зона дилатансії та яка вказує на високий рівень зсувних напружень, дискретизували 136 трикутних осередки.

Результати моделювання за МГЕ таврової палі подано на Рис. 4.

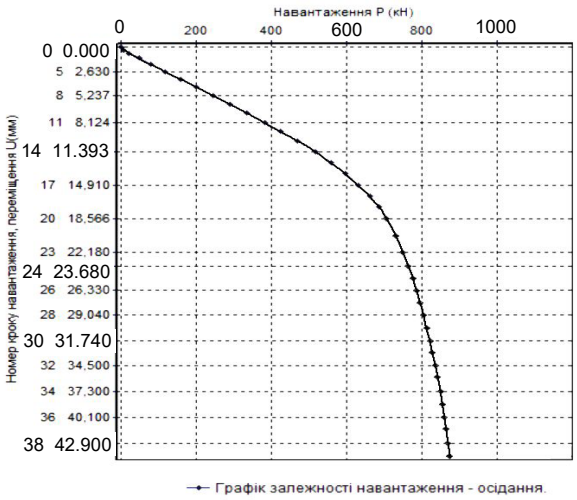


Рис.4. Результати моделювання за МГЕ таврової палі L=3.5 м.

Fig. 4. Results of modeling using MGE of a T-shaped pile L=3.5 m.

Для оцінки достовірності числової реалізації за МГЕ поведінки під навантаженням таврової палі (рис.4), та перевірки адекватності застосованої моделі до явищ зміцнення та знезміцнення ґрунту проведено співставлення з експериментальними даними представленими в роботі (Малишев, 2011), та наведеними на рис 5.

Отримані результати числових досліджень завантаження таврової палі L=3.5 м з розмірами полиці 30×10 см, ребра 20×10 см показано на Рис.2 добре узгоджуються з натурними даними, майже співпадаючи в кінці фази структурних змін.

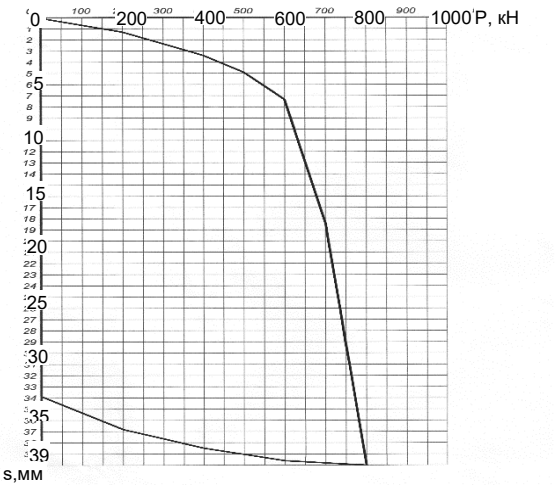


Рис. 5. Експериментальні дослідження роботи таврової палі.

Fig. 5. Experimental studies of the T-shaped pile operation.

ВИСНОВКИ

1.Урахування фізичної нелінійності роботи дилатансійного середовища ґрунту підвищує достовірність теоретичних розрахунків, дозволяє більш раціонально проектувати пальові фундаменти, приймаючи більш економічні рішення.

2.Резерви пружно-пластичної зони дозволяють збільшити навантаження на фундамент.

3.Подальшого розвитку отримала теорія моделювання взаємодії таврової висячої палі з основою.

ЛІТЕРАТУРА

1. Малишев, О.В. (2011). Статичні випробовування таврових паль в польових умовах. *Тези доповідей НТК молодих вчених, аспірантів і студентів ч.1*., 68-69.
2. Brebbia, C.A., Telles, J.C.F. & Wrobel, L.C. (1984). *Boundary element techniques, theory and applications in engineering*. New York: Springer-Verlag.
3. Mindlin, R.D. (1953). Force at a point in the interior of a sami – infinite solid. Physics. Colombia.
4. Ніколаєвський, В. Н. (1979). Дилатансія та закони незворотнього деформування ґрунтів. *Основи, фундаменти та механіка ґрунтів. Збірник наукових праць*, 5,. 29-31.
5.Бойко, І. П. (1985). Теоретичні основи проектування пальових фундаментів на пружньо-пластичні основі. *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*, 18,. 11–18.
6. Моргун, А.С. (2016). *Нелінійні проблеми механіки ґрунтів. Монографія.* Вінниця: ВНТУ.
7. Hill, R. (1950). *Mathematical Theory of plasticity. Clarendon press*. Oxford.
8. Drucker, D. C., Gibson, R. E. & Henkel, D. S. (1957). *Soil mechanic and work – horolening theories of plasticity.* New York: ASCE.
9 Benerji, P., & Butterfield, R. (1984). *Boundary element methods in applied sciences*.
McGraw-Hill Book Company.

REFERENCES

1. Malyshev, O.V. (2011). Statychni vyprobovuvannia tavrovykh pal v polovykh umovakh [Static tests of tieback piles in the field]. Tezy dopovidei NTK molodykh

vchenykh, aspirantiv i studentiv ch.1., 68-69 (in Ukrainian).
2. Brebbia, C.A., Telles, J.C.F. & Wrobel, L.C. (1984). *Boundary element techniques, theory and applications in engineering*. New York: Springer-Verlag (in English).
3. Mindlin, R.D. (1953). Force at a point in the interior of a sami – infinite solid. Physics. Colombia (in English).
4. Nikolaievskyi, V. N. (1979). Dylatansiia ta zakony nezvorotnoho deformuvannia grun-tiv [Dilatancy and the laws of irreversible soil deformation]. *Osnovy, fundamenty ta mekhanika gruntiv. Zbirnyk naukovykh prats*, 5,. 29-31 (in Ukrainian).
5. Boiko, I. P. (1985). Teoretychni osnovy proektuvannia palovykh fundamentiv na pruzhno-plastychni osnovi [Theoretical bases of designing pile foundations on elastic-plastic bases]. *Osnovy ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, 18,. 11–18 (in Ukrainian).
6. Morhun, A.S. (2016). *Neliniini problemy mekhaniky gruntiv. Monohrafiia* [Nonlinear problems of soil mechanics. Monography]. Vinnytsia: VNTU (in Ukrainian).
7. Hill, R. (1950). *Mathematical Theory of plasticity. Clarendon press*. Oxford (in English).
8. Drucker, D. C., Gibson, R. E. & Henkel, D. S. (1957). *Soil mechanic and work – horolening theories of plasticity.* New York: ASCE (in English).
9. Benerji, P., & Butterfield, R. (1984). *Boundary element methods in applied sciences*.
McGraw-Hill Book Company (in English).

Application of the boundary element method to the mechanics of deformed soils

Alla MORGUN,
Ivan MET,
Ruslan LEBID

Summary Due to the transition of modern buildings to the frame-monolithic scheme, buildings grow up and down. This increases the pressure on the foundations and leads to the need to solve nonlinear problems of soil mechanics in their design, since the main problem of technical systems is reliability. Recently, there has been a clear tendency to strengthen theoretical research in foundation engineering. Obtaining reliable modeling results in most cases is reduced to the use of nonlinear elastic-plastic models based on the theory of plastic flow, dilatancy relations of V.M. Nikolayevsky and I.P. Boyko.

Domestic geotechnics is on the path of intensive development. Numerical methods based on elastic-plastic models are widely used. The destruction of discrete materials (including soil) occurs as a result of the accumulation of plastic (residual) deformations, which in the limiting state causes a break in the continuity of the massif in the form of mutual slippage of its particles. The effect of plasticity is manifested in the development of displacements and redistribution of internal forces. The strength of the bonds in dispersed soils is much lower than the strength of the particles themselves, and in the absence of adhesion forces (sand), the main factor of deformation of the soil base is the forces of contact interaction and deformation associated with repacking of particles.

The main direction of development in construction is the use of new, rational and efficient pile designs that would increase their bearing capacity, manufacturability and installation.

Low utilization of the material strength of square piles - low specific bearing capacity (25-60%) - hinders technical and economic progress in construction and requires the use of new efficient and rational pile designs. The introduction of piles with a complex cross-sectional shape is promising in this direction and is described in (Malyshev, 2011).

Despite a considerable number of experimental studies of piles with complex cross-sectional shapes, there are few specific guidelines for their operation and calculation. The most efficient piles are cross-sectional, I-beam, and tavern piles. The least effective are round and square piles. It is also important to take into account and not to take into account the filling of the volume between the pile ribs with soil, since piles with a complex shape of the lateral surface (I-beam, I-beam, cross-shaped) have a different nature of soil compaction around their lateral surface and involve in their work some compacted soil zone that is formed between the pile ribs during their deepening, as noted in (Malyshev, 2011).

Therefore, verification of the methodology for calculating the bearing capacity and deformation of the soil base by the numerical FEM of this type of piles, static vertical load, is an urgent task.

Keywords. Stress-strain state, bearing capacity, numerical boundary element method, effective foundations, discretization.

Оцінка переміщень підпірних стін та оточуючих будинків при влаштуванні глибокого котловану в умовах щільної міської забудови

Віктор НОСЕНКО[1], Артур МАЛАМАН[2], Павло СОРОКА[3]

[1,2]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
[3]ТОВ "Ельстер"
3, пров. Ветеринарний, с. Мошни, Черкаська обл, Україна, 19615
[1]v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846
[2]armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291
[3]pavlo40@ukr.net, orcid.org/0009-0003-8766-5442

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.192-199

Анотація. Приведено порівняння результатів геодезичного моніторингу переміщень існуючих будівель і конструкцій підпірних стін та числового моделювання напружено-деформованого стану (НДС) системи «ґрунт - підпірні стіни - існуючі будівлі» при влаштуванні котловану в умовах щільної міської забудови.

Числове моделювання НДС системи «ґрунт - підпірні стіни - існуючі будівлі» виконано у тривимірній постановці, що дає можливість коректно оцінити НДС системи за рахунок врахування просторової жорсткості конструкцій.

Показано, що безпосереднє використання параметрів ґрунтів, наведених у звіті про інженерно-геологічні вишукування, для числового моделювання НДС системи «ґрунт - підпірні стінки - існуючі будівлі» без їх ідентифікації може призвести до значної у 2-3,5 рази похибки у визначенні розрахункових значень переміщень конструкцій і ґрунтів. Відповідно виникає необхідність у ідентифікації параметрів ґрунтів.

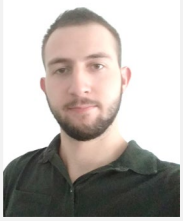
Ідентифікація параметрів ґрунтів дає змогу отримати хорошу збіжність даних числового моделювання та фактичних даних моніторингу.

Виконано зворотний аналіз та ідентифікацію параметрів моделі ґрунту для збіжності результатів числового моделювання та натурних спостережень. Рекомендовано уточнювати параметри моделі ґрунту на основі лабораторних досліджень параметрів ґрунту в широкому діапазоні навантажень/розвантажень з використанням одновісного та тривісного стиснення ґрунту.

Альтернативним методом ідентифікації розрахункових параметрів моделі ґрунту є виконання дослідних котлованів для визначення фактичних значень переміщень підпірних стін та на основі зворотного аналізу уточнення розрахункових параметрів моделі ґрунту для узгодження результатів числового моделювання та даних фактичних вимірювань переміщень конструкцій. Впровадження цих рекомендацій дозволяє наблизити прогнозовані за допомогою числового моделювання значення переміщень конструкцій до реальних значень при виконанні будівельних робіт.

Ключові слова. Підпірні стіни, щільна міська забудова, геодезичний моніторинг, числове моделювання.

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



Артур МАЛАМАН
аспірант кафедри геотехніки

Павло СОРОКА
директор

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Спорудження глибоких котлованів для зведення підземних частин будівель в умовах щільної забудови пов'язане зі значними обсягами земляних робіт. Таке будівництво впливає на зміну напружено-деформованого стану ґрунту, огороджувальних конструкцій котловану та існуючих будівель. Для безпечного виконання таких робіт та вибору ефективних параметрів підпірних стін котловану необхідно виконати комплексну оцінку напружено-деформованого стану системи «ґрунт - підпірні стінки - існуюча забудова» з використанням чисельного моделювання та у подальшому контролювати контрольні значення розрахункові значення ключових величин, таких як додаткові осідання існуючих будинків, переміщення підпірних стін за допомогою геодезичних спостережень і при необхідності коригувати проектні рішення для забезпечення надійної експлуатації оточуючої забудови. Розв'язання подібних проблем представлено в роботах (Bozkurt та ін 2023; Mitew-Czajewska 2019; Di Mariano та ін 2021; Dodigovic та ін 2022; Yan та ін 2025). Для коректної оцінки напружено-деформованого стану системи «ґрунт - підпірні стінки - існуюча забудова» важливо вибрати адекватну модель взаємодії ґрунту і конструкції, а також визначити її основні параметри на основі натурних і лабораторних досліджень. В роботі показано практичний приклад проектування та будівництва глибокого котловану в Києві.

МЕТА РОБОТИ

Порівняння результатів моніторингу за осіданнями існуючих будинків та переміщеннями підпірних стін огородження глибокого котловану з результатами числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунт - підпірні стіни - існуючі будівлі» з вхідними параметрами моделі ґрунту та виконання зворотного аналізу з метою визначення ідентифікованих параметрів моделі ґрунту.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка будівництва розташована в історичній частині Києва, в щільній міській забудові. У безпосередній близькості від будівельного майданчика розташовані цегляні будинки. Будинок № 1 – триповерховий, відстань до краю котловану становить 3 м. Будинок № 2 – п’ятиповерховий, відстань до краю котловану становить 11 м. Фундаменти цих будівель – стрічкові, неглибокого закладання, розташовані значно вище глибини котловану нової будівлі, яка становить 7,5 м. Ці будинки чутливі до нерівномірних деформацій, тому важливо оцінити вплив на них нового будівництва. Розташування будинків по відношенню до будівельного майданчика показано на Рис. 1.

Рис.1. Схема ділянки будівництва та існуючих будинків.

Fig.1. Layout of the construction site and surrounding buildings.

Ґрунти в межах будівельного майданчика пилуваті глинисті, з просадними властивостями у верхній частині. На ділянці виділено наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1 – насипний ґрунт – супісок твердий. Товщина шару – 1,3-4,3 м;

ІГЕ-2 – супісок, твердий, лесовидний просідаючий. Товщина шару – 1,1-8,3 м;

ІГЕ-3 – супісок, пластичний, лесовидний непросідаючий. Товщина шару – 1,0-4,5 м;

ІГЕ-4 – суглинок м'якопластичний, лесовидний, непросідаючий. Товщина шару – 1,9-6,6 м;

ІГЕ-5 – суглинок від тугопластичної до м'якопластичної консистенції. Товщина шару – 1,9-6,6 м;

ІГЕ-6 – суглинок напівтвердий. Товщина шару – 2,4-5,5 м;

ІГЕ-7 – глина, напівтверда. Товщина шару – 0,4-4,3м;

ІГЕ-8 – суглинок м'якопластичний. Товщина шару – 0,6-3,0 м;

ІГЕ-9 – глина, напівтверда. Товщина шару – 3,6-7,3 м;

ІГЕ-10 – суглинок м'якопластичний. Товщина шару – 1,0-4,8 м;

ІГЕ-11 – глина напівтверда. Товщина шару – 8,0-15,0 м.

Рівень грунтових вод знаходиться на глибині 7,8-9,0 м.

Ділянка нового будівництва має трапецієподібну форму в плані. По периметру котловану запроектовані підпірні стіни з буронабивних паль діаметром 820 мм та 1020 мм. Палі з'єднані між собою монолітним ростверком висотою 0,8 м. Довжина паль змінна і коливається в межах 16,3-18,4 м. Для збільшення просторової жорсткості та зменшення переміщення підпірних стін в зонах існуючої забудови на глибині близько 3,0 м була передбачена та встановлена розпірна система з труб 820х10 мм. Фрагмент підпірних стін котловану показаний на Рис. 2.

Рис.2. Ділянка будівництва та підпірні стіни.
Fig.2. Construction site and retaining walls.

Для безпеки навколишніх будинків важливо здійснювати моніторинг стану підпірних стін та існуючих будівель до і під час будівництва. Такі спостереження були проведені на даному будівельному майданчику.

Для вимірювання горизонтальних переміщень конструкцій огородження котловану використано метод прямої багато-разової лінійно-кутової засічки. Для виконання цих робіт використовувався електронний тахеометр NTS-382R10 виробництва фірми «South Survey» (Яковенко 2021). При вимірюванні горизонтальних переміщень підпірних стін була забезпечена точність вимірювання ± 2 мм. Схема підпірних стін, розташування точок спостережень та значення векторів переміщень показані на Рис. 3.

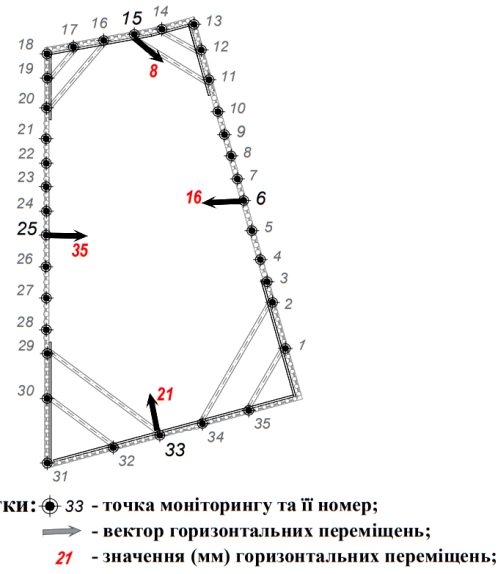
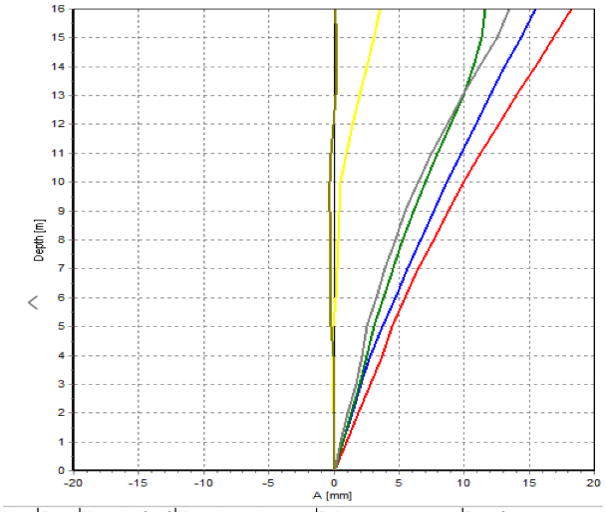


Рис.3. Результати геодезичного моніторингу за підпірними стінами.
Fig.3. Results of geodetic monitoring of the retaining walls.

Також паралельно під час розробки котловану були проведені вимірювання переміщень конструкцій підпірної стіни з використанням інклінометрів. Роботи були виконані з використанням інклінометричної станції Glotzl. Використано зонд NMGD, що являє собою електронний двовісний гравітаційний інклінометр. Інклінометри дозволяють визначити переміщення в різних осях ординат та по всій висоті підпірної стіни. Аналогові значення датчиків

перетворюються в цифрову форму, обчислюються в зонді за допомогою контролера і виводяться у вигляді графіків, див. Рис. 4. Основні результати використання з використанням інклінометрів для моніторингу за деформаціями підпірної стіни на даній ділянці наведено у роботі (Носенко та ін. 2024).



No.	Curve	Measuring level	Measuring series	Date	Remarks
1		04_2	MOS-04-10-MOS-04-04	20.11.2021-09.06.2021	
2		04_2	MOS-04-09-MOS-04-04	05.08.2021-09.06.2021	
3		04_2	MOS-04-08-MOS-04-04	28.07.2021-09.06.2021	
4		04_2	MOS-04-07-MOS-04-04	21.07.2021-09.06.2021	
5		04_2	MOS-04-06-MOS-04-04	05.07.2021-09.06.2021	
6		04_2	MOS-04-05-MOS-04-04	23.06.2021-09.06.2021	

Рис.4. Результати моніторингу переміщень паль підпірної стіни з використанням інклінометрів.
Fig.4. Monitoring results using inclinometers.

Додаткові осідання існуючих будинків були виміряні перед початком робіт, під час будівництва підпірної стіни та під час розробки котловану. Точність вимірювання осідань становила ±1,0 мм. Роботи виконуються за допомогою нівеліра «Sokkia» SDL-30 та кодової рейки з інварною стрічкою. За результатами моніторингу значення фактичних додаткових осідань існуючих будинків становлять: 6 мм для будинку №1 та 3 мм для будинку №2.

При проектуванні підпірних стін було виконано числове моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунт - підпірні стіни - існуюча забудова» з використанням методу скінченних елементів. Скінчено-елементна модель системи «ґрунт - підпірні стінки - існуюча забудова», створена в програмному комплексі Plaxis 3D, показана на Рис. 5.

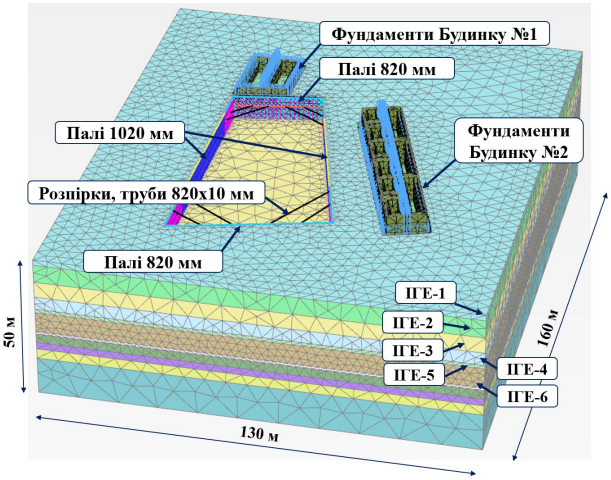


Рис.5. Скінчено-елементна модель у Plaxis 3D.
Fig.5. Finite element model in the Plaxis 3D.

В роботі для моделювання поведінки ґрунтів використовується модель пружно-пластичного деформування ґрунтів - Hardening Soil Model, з деформаційними параметрами, що змінюються в залежності від рівня напружень в ґрунті. Ця модель є вдосконаленою моделлю для опису поведінки ґрунтів в широкому діапазоні навантажень з критерієм міцності Мора-Кулона. Головною особливістю обраної моделі є те, що вона враховує залежність жорсткості ґрунту від рівня діючих напружень (Schanz, Vermeer, Bonnier 1999).

Спочатку розрахунок виконувався з вхідними параметрами моделі ґрунту, зазначеними у звіті про інженерно-геологічні вишукування на ділянці, а потім параметри моделі були уточнені (ідентифіковані) для наближення результатів числового моделювання та фактичних даних геодезичного моніторингу щодо переміщення конструкцій.

Основними параметрами моделі ґрунтового середовища, що визначають його жорсткість є: модуль деформації за даними одометричних випробувань E_{oed}^{ref}, модуль деформації при досягнені 50% міцності E_{50}^{ref}, модуль деформації при розвантаженні/повторному навантаженні E_{ur}^{ref}, показник залежності жорсткості від рівня напружень m. Також обов'язковими є параметри, що визначають критерій міцності Кулона-Мора: ефективний кут внутрішнього тертя ґрунту φ, кут дилатансії ψ, ефективне питоме зчеплення

ґрунту c. Серед додаткових параметрів можуть також використовуватися: опорний тиск p^{ref}, коефіцієнт Пуассона для розвантаження-повторного завантаження ν_{ur}, величина для нормально консолідованих ґрунтів K_0, граничний коефіцієнт R_f, міцність на розтяг $\sigma_{tension}$, параметр зростання питомого зчеплення з глибиною c_{inc}.

При ідентифікації параметрів моделі ґрунту особлива увага була приділена деформативним та міцнісним параметрам інженерно-геологічних елементів на глибину влаштування підпірних стін. В межах глибини котловану (для ІГЕ-2 – супісок твердий та ІГЕ-3 – супісок пластичний) параметр E_{ur}^{ref} при ідентифікації було визначено як $5E_{oed}^{ref}$ на відміну від вхідних $3E_{oed}^{ref}$ які в якості орієнтиру рекомендовані у (Bentley Systems 2022).

Параметрами моделі ґрунту для яких виконувалася ідентифікація із їх вхідними та уточненими значеннями наведено в Табл. 1.

Табл. 1. Вхідні та ідентифіковані параметри ґрунтів
Table 1. Input and verified soil parameters

ІГЕ	E_{50}, МПа		E_{oed}, МПа		E_{ur}, МПа		C, кПа	
	Вхідні	Ідентиф.	Вхідні	Ідентиф.	Вхідні	Ідентиф.	Вхідні	Ідентиф.
2	11	12	11	12	33	60	7	14
3	7	10	7	10	21	50	8	10
4	6	12	6	12	18	36	19	19
5	11	20	11	20	33	60	25	25
6	20	30	20	30	60	90	38	38

Числове (комп'ютерне) моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунт - підпірні стіни - існуючі будівлі» враховує основні етапи будівництва:

Етап 1 – гравітаційне навантаження від власної ваги ґрунтів;

Етап 2 – врахування навантажень від фундаментів існуючих будинків;

Етап 3 – моделювання появи підпірних стін;

Етап 4 – розробка котловану на глибину 4,0 м;

Етап 5 – моделювання появи паль для нової будівлі та монтаж розширювальних труб;

Етап 6 – розробка ґрунту котловану до проектної відмітки -7,5 м.

Скінчено-елементна модель була створена у тривимірній постановці, що дає можливість врахувати фактор просторової жорсткості конструкцій підпірної стіни та існуючих будинків і коректно визначити їх напружено-деформований стан.

Результати числового моделювання, а саме переміщення підпірних стін та додаткові осідання існуючих будинків, отримані при використанні вхідних параметрах ґрунтів, наведені на Рис. 6.

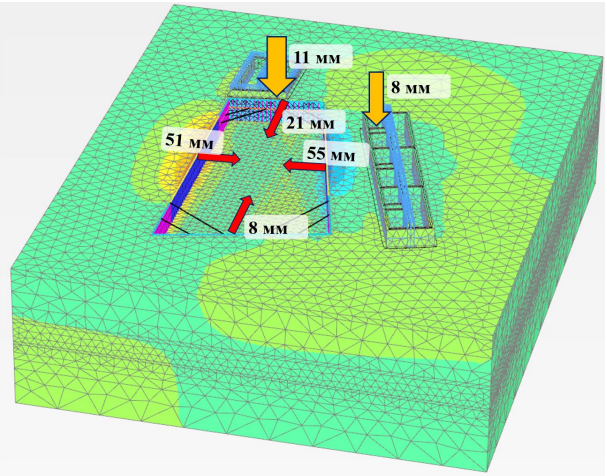


Рис.6. Результати моделювання з вхідними параметрами ґрунтів.
Fig.6. Simulation results with input parameters of the soil conditions.

За результатами первинного моделювання з використанням вхідних параметрів були визначені консервативні значення осідань існуючої забудови та переміщення підпірних стін, які значно перевищували дані, отримані за результатами моніторингу.

Тому було прийнято рішення провести зворотний аналіз на базі даних фактичних переміщень отриманих під час геодезичного моніторингу для уточнення параметрів моделі ґрунту і їх подальшої ідентифікації з метою наближення результатів моделювання до фактичних геодезичних спостережень.

Порівняння результатів числового моделювання з використанням вхідних та ідентифікованих параметрів моделі з даними моніторингу горизонтальних переміщень підпірних стін наведено в Табл. 2., а з даними моніторингу осідань існуючих будинків наведено в Табл. 3.

Табл. 2. Горизонтальні переміщення підпірних стін в контрольних точках
Table 2. Horizontal displacements of the retaining walls at the control points

Варіанти отриманих результатів	Горизонтальні переміщення № точки, мм			
	№ 15	№ 6	№ 33	№ 25
Моніторинг	8	16	21	35
Числове моделювання з вхідними параметрами моделі	21	55	8	51
Числове моделювання з ідентифікованими параметрами моделі	16	34	4	31

Табл. 3. Додаткові осідання існуючих будинків
Table 3. Additional settlements of the existing buildings

Варіанти отриманих результатів	Додаткові осідання будинків, мм	
	Будинок №1	Будинок №1
Моніторинг	6	3
Числове моделювання з вхідними параметрами моделі	11	8
Числове моделювання з ідентифікованими параметрами моделі	7	3

Аналізуючи наведені вище дані, можна констатувати, що при числовому моделюванні з використанням вхідних параметрів моделі додаткові осідання фундаментів існуючих будинків, прогнозовані числовим моделюванням, перевищують фактичні дані моніторингу приблизно в 2 рази, що свідчить про консервативну розрахункову оцінку цих величин через використання неточно визначених вхідних параметрів моделі ґрунту. При числовому моделюванні з використанням вхідних параметрів моделі горизонтальні переміщення підпірних стін перевищують дані моніторингу в 2-3,5 рази. При використанні ідентифікованих параметрів моделі результати прогнозування осідань існуючих будинків та дані числового моделювання практично збігаються з даними моніторингу, а розрахункові переміщення підпірних стін, прогнозовані числовим моделюванням, значно зменшилися, але в деяких точках перевищують дані моніторингу в 2 рази.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що безпосереднє використання параметрів ґрунтів, наведених у звіті з інженерно-геологічних вишукувань, для числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунт - підпірні стінки - існуючі будівлі» без їх ідентифікації може призвести до значної (у 2-3,5 рази) похибки у визначенні розрахункових значень переміщень конструкцій і ґрунтів. Основними причинами цього є: неточність визначення параметрів ґрунтів під час геологічних вишукувань та невідповідність режимів їх випробувань фактичним змінам їх напруженого стану протягом декількох циклів навантаження/розвантаження/повторне навантаження властивим ситуаціям влаштування глибоких котлованів та подальшому спорудженні в них фундаментів нових будівель, неоднорідність ґрунтових умов, вплив технології зведення підпірних стін на стан ґрунтів тощо.

Ідентифікація параметрів моделі ґрунту, що використовуються для числового

моделювання, дозволяє отримати хорошу збіжність даних числового моделювання та фактичних даних моніторингу. Ідентифікацію рекомендується проводити на основі лабораторних випробувань параметрів ґрунту в широкому діапазоні умов навантаження, включаючи: навантаження, розвантаження і повторне навантаження зразків ґрунту, при одновісному та тривісному стисненні з використанням спеціально розробленої програми випробувань ґрунтів, що відображатиме етапи: консолідації (відтворення природного НДС зразка ґрунту), навантаження, розвантаження та повторного навантаження з величинами тисків, що характерні даним глибинам відбору зразків ґрунтів та подальшим експлуатаційним навантаженням ґрунтової основи. Альтернативним методом ідентифікації розрахункових параметрів моделі ґрунту є влаштування дослідних котлованів для визначення фактичних значень переміщень підпірних стін та на основі зворотного аналізу уточнення розрахункових параметрів моделі ґрунту для узгодження результатів числового моделювання та даних фактичних переміщень конструкцій. Впровадження цих рекомендацій дозволить наблизити прогнозовані за допомогою числового моделювання значення переміщень конструкцій до реальних значень при виконанні будівельних робіт.

ЛІТЕРАТУРА

1. Bozkurt, S., Abed, A., & Karstunen, M. (2023). 2D & 3D numerical analyses of a deep excavationsupported by LC columns (L. Zdravkovic, S. Kontoe, A. Tsiampousi, & D. Taborda, Eds.). In: *10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering* (pp. 1-6). London: Imperial College London. https://doi.org/10.53243/NUMGE2023-188
2. Di Mariano, A., Arroyo, M., Gens, A., Amoroso, S., & Monaco, P. (2021). SDMT testing and its use in the numerical simulation of a deep excavation (T. Huszák, A. Mahler & E. Koch, Eds.). In: *6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. Budapest: was held online. https://doi.org/10.53243/ISC2020-204
3. Dodigovic, F., Agnezovic, K., Ivandic, K., & Strelec S. (2022). An example of the protection of a deep excavation in an urban environment. *Environmental Engineering*, 9(1-2), 83-94. https://doi.org/10.37023/ee.9.1-2.9
4. Mitew-Czajewska, M. (2019). A study of displacements of structures in the vicinity of deep excavation. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 19(2), 547-553. https://doi.org/10.1016/j.acme.2018.11.010
5. Носенко, В.С., Маламан, А.Р., & Сорока, П. (2024). Моніторинг за деформаціями огородження глибокого котловану та оточуючих будинків в умовах щільної міської забудови. *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*, 49, 23-32. DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.23-32
6. Bentley Systems. (2022). *PLAXIS Material Models Manual: CONNECT Edition V22.01*.
7. Schanz, T., Vermeer, P.A., & Bonnier P.G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of Plaxis*, 1, 281-296.
8. Yan, X., Tong, L., Li, H., Liu, W., Xiao, Yu., & Wang W. (2025). Effects of the excavation of deep foundation pits on an adjacent double-curved arch bridge. *Underground Space*, 21, 164-177. https://doi.org/10.1016/j.undsp.2024.09.001
9. Яковенко, М. (2021). Просторова модель та розвиток деформацій в часі за результатами геодезичного моніторингу підпірної стіни. *InterConf*, 51, 962-972. https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/interconf/article/view/11725

REFERENCES

1. Bozkurt, S., Abed, A., & Karstunen, M. (2023). 2D & 3D numerical analyses of a deep excavationsupported by LC columns (L. Zdravkovic, S. Kontoe, A. Tsiampousi, & D. Taborda, Eds.). In: *10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering* (pp. 1-6). London: Imperial College London. https://doi.org/10.53243/NUMGE2023-188
2. Di Mariano, A., Arroyo, M., Gens, A., Amoroso, S., & Monaco, P. (2021). SDMT testing and its use in the numerical simulation of a deep excavation (T. Huszák, A. Mahler & E. Koch, Eds.). In: *6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. Budapest: was held online. https://doi.org/10.53243/ISC2020-204

3. Dodigovic, F., Agnezovic, K., Ivandic, K., & Strelec S. (2022). An example of the protection of a deep excavation in an urban environment. *Environmental Engineering*, 9(1-2), 83-94. https://doi.org/10.37023/ee.9.1-2.9
4. Mitew-Czajewska, M. (2019). A study of displacements of structures in the vicinity of deep excavation. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 19(2), 547-553. https://doi.org/10.1016/j.acme.2018.11.010
5. Nosenko, V.S., Malaman, A.R., & Soroka P. (2024). Monitorynh za deformatsiiamy ohorodzhennia hlybokoho kotlovanu ta otochuiuchykh budynkiv v umovakh shchilnoi miskoi zabudovy [Monitoring of deformations of the deep pit wall and surrounding buildings in dense urban areas]. *Osnovy ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, 49, 23-32 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.23-32
6. Bentley Systems. (2022). *PLAXIS Material Models Manual: CONNECT Edition V22.01.*
7. Schanz, T., Vermeer, P.A., & Bonnier P.G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of Plaxis*, 1, 281-296.
8. Yan, X., Tong, L., Li, H., Liu, W., Xiao, Yu., & Wang W. (2025). Effects of the excavation of deep foundation pits on an adjacent double-curved arch bridge. *Underground Space*, 21, 164-177. https://doi.org/10.1016/j.undsp.2024.09.001
9. Yakovenko, M. (2021). Prostorova model ta rozvytok deformatsii v chasi za rezultatamy heodezychnoho monitorynhu pidpirnoi stiny [Spatial model and development of deformations in time based on the results of geodetic monitoring of a retaining wall]. *InterConf,* 51, 962-972 (in Ukrainian). https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/interconf/article/view/11725

Assessment of displacements of retaining walls and surrounding buildings when constructing a deep excavation in dense urban areas

Viktor NOSENKO
Artur MALAMAN
Pavlo SOROKA

Summary: A comparison of the results of geodetic monitoring of displacements of existing buildings and retaining wall structures and numerical simulation of the stress-strain state (SSS) of the system ‘soil - retaining walls - existing buildings’ during excavation in dense urban construction is presented.

Numerical simulation of the SSS system ‘soil - retaining walls - existing buildings’ was performed in a three-dimensional formulation, which makes it possible to correctly assess the system's SSS by taking into account the spatial stiffness of the structures.

It is shown that the direct use of soil parameters given in the report on engineering and geological surveys for numerical simulation of the SSS system ‘soil - retaining walls - existing buildings’ without their verification can lead to a significant 2-3.5 times higher error in determining the calculated values of displacements of structures and soils. Accordingly, there is a need to verify soil parameters.

The verification of soil parameters allows for good agreement between numerical simulation data and actual monitoring data.

A back analysis and verification of the soil model parameters were performed to ensure the convergence of the results of numerical simulation and field observations. It is recommended to refine the parameters of the soil model on the basis of laboratory studies of soil parameters in a wide range of loads/unloads using axial and triaxial soil compression.

An alternative method for verifying the design parameters of the soil model is to perform test pits to determine the actual values of retaining wall displacements and, based on the back analysis, refine the design parameters of the soil model to match the results of numerical simulation and actual measurements of structural displacements. The implementation of these recommendations makes it possible to bring the values of structural displacements predicted by numerical simulation closer to the actual values during construction work.

Keywords. Retaining walls, dense urban construction, geodetic monitoring, numerical simulation.

Оцінка впливу імпульсного навантаження спричиненого вибухом та ударом на заглиблені захисні споруди та ґрунтове середовище

Віктор НОСЕНКО[1], Дмитро НЕЧИПОРЕНКО[2]

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
[1]v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846
[2]dimanechiporenko072@gmail.com, orcid.org/ 0009-0006-6697-2381

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.200-209

Анотація. Розрахунок заглиблених у ґрунтове середовище захисних споруд на дію імпульсного навантаження викликаного вибухом або ударом є комплексною проблемою, яка вимагає знання сучасного фізико-математичного апарату опису швидкоплинних процесів деформування різних за міцністю та жорсткістю матеріалів. Для розв'язання задач такого типу сьогодні найчастіше використовують числове моделювання і його результати залежать від коректності створення розрахункової моделі, вибору методу побудови та роботи сітки скінченних елементів, вибору моделей поведінки матеріалів та їх параметрів для ґрунту, бетону, сталевої арматура, що дозволяють описати поведінку споруди та ґрунтового середовища при швидкоплинних і великих деформаціях, а також враховують зміну параметрів матеріалів при імпульсному (короткочасному) впливі у порівнянні з статичними (довготривалими) навантаженнями.

В роботі представлені результати оцінки впливу вибуху та удару на заглиблену у ґрунт захисну споруду виконані у програмному комплексі Ansys/LS-Dyna. Споруда, що аналізувалась є модульною конструкцією яка складається з двох крупнорозмірних залізобетонних елементів, занурена в ґрунтове середовище, в якості якого обраний піщаний ґрунт.

При створенні розрахункової моделі заглиблена споруда моделювалась сіткою Лагранжа, а ґрунт, повітря, простір навколо заглибленої споруди та зона вибуху за допомогою сітки Ейлера. Такий підхід дає змогу використати переваги обох методів.

Розрахунки на дію впливу вибухової ударної хвилі спричиненої вибухівкою масою 50 кг у тротиловому еквіваленті проводилися для трьох варіантів заглиблення споруди: обсипка ґрунтом товщиною 0,5 м; заглиблення в ґрунт на 1,0 м та на 1,5 м. Досліджено, що збільшення глибини занурення споруди з 0,5 м до 1 м зменшує тиск, що виникає на поверхні споруди в 20 разів, її переміщення зменшуються в 4 рази, напруження в арматурі зменшуються на 68% та значно менше розміри зони пластичних деформацій.

При дослідженні впливу від удару снаряду масою 200 кг, що рухається зі швидкістю 50 м/с під кутом 60° до поверхні ґрунту споруда занурювалась на глибину 0,1 м та 0,5 м. Встановлено, що збільшення глибини занурення споруди знижує ступінь пошкодження заглибленої споруди, кількість пошкоджених ударом зон при збільшені з 0,1м до 0,5м зменшується на 80% тобто ґрунтовий прошарок товщиною 0,5м добре виконує демпфуючу функцію.

Ключові слова. Числове моделювання, Ansys/LS-Dyna, заглиблена споруда, ґрунтове середовище, вибух, удар.

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

Дмитро НЕЧИПОРЕНКО
аспірант кафедри геотехніки

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При проектуванні захисних споруд підземного та надземного типу виникає багато питань пов'язаних з їх розрахунком із використанням адекватного режиму прикладання імпульсного навантаження від вибуху або удару. Ці процеси є швидкоплинними коли час дії близький до 0,1-0,2с і процеси пливи супроводжуються великими деформаціями як самої конструкції так і ґрунтового середовища з яким взаємодіє споруда. Тому постає питання вибору методу моделювання та моделей поведінки матеріалів. Сьогодні найчастіше для розрахунку таких споруд та оцінки впливів на них вибухів та ударів використовують числове моделювання, тому перший крок це вибір адекватної розрахункової моделі та методу розрахунку. Використання спрощених розрахункових підходів в яких до споруд прикладають еквівалентне квазістатичне навантаження дає консервативну оцінку роботи споруди та не дозволяє оцінити зміну її напружено-деформованого стану в часі. Використання спрощених псевдодинамічних підходів типу спектрального аналізу не дозволяє оцінити взаємодію заглиблених споруд з ґрунтовим середовищем, тому найбільш адекватним для таких задач є використання прямого інтегрування в часі і крок інтегрування близький 0,001с.

При використанні методу скінченних елементів окремим питанням є вибір методу побудови сітки скінченних елементів та її розмірів, назви цих методів наведені нижче:

1. Сітка Лагранжа.
2. Сітка Ейлера.
3. Довільний Лагранжа-Ейлера/Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE).
4. Гідродинаміка гладких частинок*/ Smooth Particle Hydrodynamics (SPH).

* - авторським переклад з метою адаптації назви методу українською мовою.

Кожен з методів має свої переваги та недоліки. Сітка Лагранжа дозволяє легко відстежувати межу між матеріалами різних конструкцій, як до початку розрахунку так і після та не вимагає багато часу на обчислення, проте вона не є практичною у випадках значних деформацій моделі із швидкими змінами у часі.

Методи Ейлера та довільний Лагранжа-Ейлера дозволяють моделювати задачі в яких відбувається велике спотворення моделі, наприклад підземний або підводний вибух, а їх недоліком є розмір розрахункової області, значна трудомісткість при налаштування моделі.

Гідродинаміка плавних частинок це безсітковий метод Лагранжа. Його перевагою також є можливість працювати з великими деформаціями моделі, а недоліком трудомісткість та час. Всі ці методи побудови числової моделі доступні в програмному комплексі Ansys/LS-Dyna.

При розв'язку таких задач ґрунт доцільніше моделювати сіткою Ейлера або SPH, оскільки під впливом вибухової ударної хвилі він веде себе нестабільно і дуже сильно деформується, але якщо зона дослідження знаходиться достатньо далеко від епіцентру вибуху то можна поєднувати між собою сітки Лагранжа та Ейлера або Лагранжа та SPH.

Моделювання вибух також можливе у декілька способів: спеціальною командою, що задає функцію дії вибуху в часі або ж фізично змоделювати вибухівку з її вагою та зміною об'єму внаслідок ініціації вибуху. При використанні другого підходу необхідно задати матеріал відповідної вибухової речовини, а також використовувати рівняння стану Jones-Wilkens-Lee (JWL) (LS-Dyna, 2025) для опису її поведінки.

Захисна споруда та всі її елементи зазвичай моделюються сіткою Лагранжа.

Важливим є питання вибору моделей матеріалів і їх параметрів, оскільки в задачах такого типу всі впливи протікають швидко в часі і мають динамічний характер. Необхідно обирати моделі, що дозволяють описати поведінку матеріалу саме при швидкому деформуванні. Окремим питанням є вибір коректного критерію руйнування, адже поведінка матеріалу при статичному навантаженні і динамічному може значно відрізнятися між собою.

При вирішенні задач пов'язаних з імпульсними навантаженнями для підвищення

точності та розуміння процесів якими супроводжується вибух або механічний удар важливими є натурний експеримент впливу вибуху або удару на конструкцію. Він дає змогу виконати верифікацію отриманих даних числового моделювання та створити модель, яка буде давати результати максимально наближені до реально отриманих під час експерименту.

Методи моделювання ґрунтів при великих деформаціях розглянуто в праці (Bojanowski C., & Kulak R. F. 2010). Порівняння різних підходів при моделюванні вибуху продемонстровано в роботах (Bojanowski C. and Kulak R. F. 2012); (Barsotti, M. et. al 2016); (Schwer L. 2010); (Slavik T. P. 2010). Поведінка піщаного ґрунту під дією динамічного навантаження описана в роботі (Nazhat, Y. N. Y. 2013). Дія впливу вибухового навантаження на заглиблені споруди розглянута в працях (Jayasinghe L. B. et. al 2013); Koneshwaran S. 2014), а моделювання ударних навантажень у (Van Dorsselaer, N. et. al 2012); (Sangi, A. J. and May I. M. 2009).

МЕТА РОБОТИ

Оцінка впливу вибуху та удару снаряду на заглиблену в ґрунтове середовище захисну споруду.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для дослідження впливу вибуху та удару прийнята заглиблена захисна споруда, що має габарити: 4,9×2,45 ×2,795 м. показано на Рис.1.

Нижня частини – залізобетонні стіни товщиною 200 мм та підлога 150 мм, бетон класу С30/35, арматура класу А500С по ДСТУ 3760:2019 кроком 100 мм.

Покриття – збірний залізобетонний елемент, який складається з оболонки товщиною 200 мм, бетон класу С30/35, арматура класу А500С по ДСТУ 3760:2019 кроком 100 мм. Ґрунтовим середовищем в яке занурена споруда є піщаний ґрунт, з такими параметрами: щільність – 1750 кг/м^3, модуль зсуву – 60 МПа та модуль об'ємного розвантаження – 130 МПа.

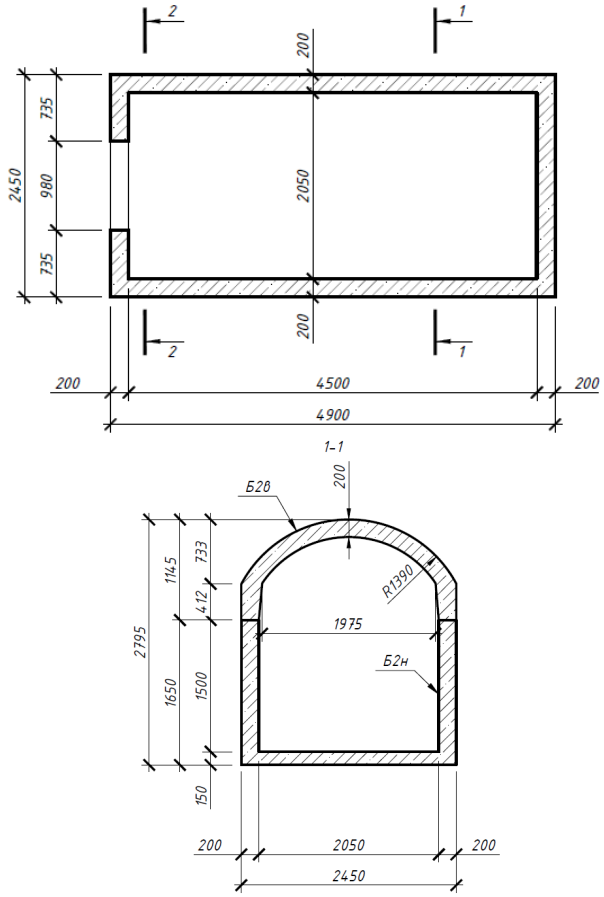


Рис.1. Схема захисної споруди.
Fig.1. Scheme of protective structure.

Також для цього ґрунту додатково використана залежність об'ємної деформації від тиску, яка була прийнята з роботи (Nazhat, Y. N. Y., 2013). Розглянуто три варіанти заглиблення споруди у ґрунт: 1) обсипка ґрунтом товщину 0,5 м; 2) заглиблення в ґрунт на глибину 1,0 м; 3) заглиблення в ґрунт на глибину 1,5 м показано на Рис. 2.

Кількість вибухової речовини в дослідженні відповідає 50 кг у тротиловому еквіваленті. Вибух ініціювався безпосередньо на поверхні ґрунту.

Розрахунки виконувались в програмному комплексі ANSYS/LS-Dyna. З метою оптимізації часу використовувалась симетрична частина споруди та ґрунтового масиву. На площині симетрії (ZOX) встановлені обмеження для переміщення у перпендикулярному напрямку. На нижній та бічних гранях ґрунтового масиву накладені спеціальні граничні умови *boundary mom reflecting*, що не

віддзеркалюють хвилі викликані вибухом (LS-Dyna, 2025).

При створенні розрахункової моделі застосовувався підхід Лагранжа-Ейлера. Це дало змогу отримати перевагу кожного з методів. Повітря, ґрунт, вибух та простір навколо захисної споруди моделювалися сіткою Ейлера, захисна споруда сіткою Лагранжа. Окремо балочними елементами моделювалась дискретна арматура захисної споруди, а за допомогою пластин – закладні деталі (Рис. 2б). Об'єднання арматури і закладних деталей з бетоном забезпечується *constrained lagrange in solid* (LS-Dyna, 2025) з налаштуваннями за замовчуванням. Щоб досягти спільної роботи між сітками Ейлера та Лагранжа використовувалась аналогічна команда.

Взаємодія між верхньою та нижньою частинами споруди задавалась командою, що дозволяє створити контактні інтерфейси на межі дотику *contact automatic surface to surface* (LS-Dyna, 2025).

Ґрунт моделювався за допомогою моделі матеріалу *soil and foam* (LS-Dyna, 2025). Для бетону використовувалася модель матеріалу *cscm concrete* (LS-Dyna, 2025), яка дозволяє описати його поведінку маючи обмежену кількість вихідних даних. В розрахунку використані наступні параметри: щільність – 2500 кг/м^3, міцність на стиск – 35 МПа, розмір заповнювача 1,5 см. Критерій руйнування для даної моделі залежить від рівня пошкоджень елемента, а також максимальної головної деформації. Для сталі застосовувалась моделі матеріалу *plastic kinematic* (LS-Dyna, 2025).Матеріал *null* разом з рівнянням стану *linear polynomial* (LS-Dyna, 2025) описують повітря навколишнього середовища, а *vacuum* простір навколо споруди. *High explosion burn* і рівняння стану JWL моделювали вибухівку (LS-Dyna, 2025).

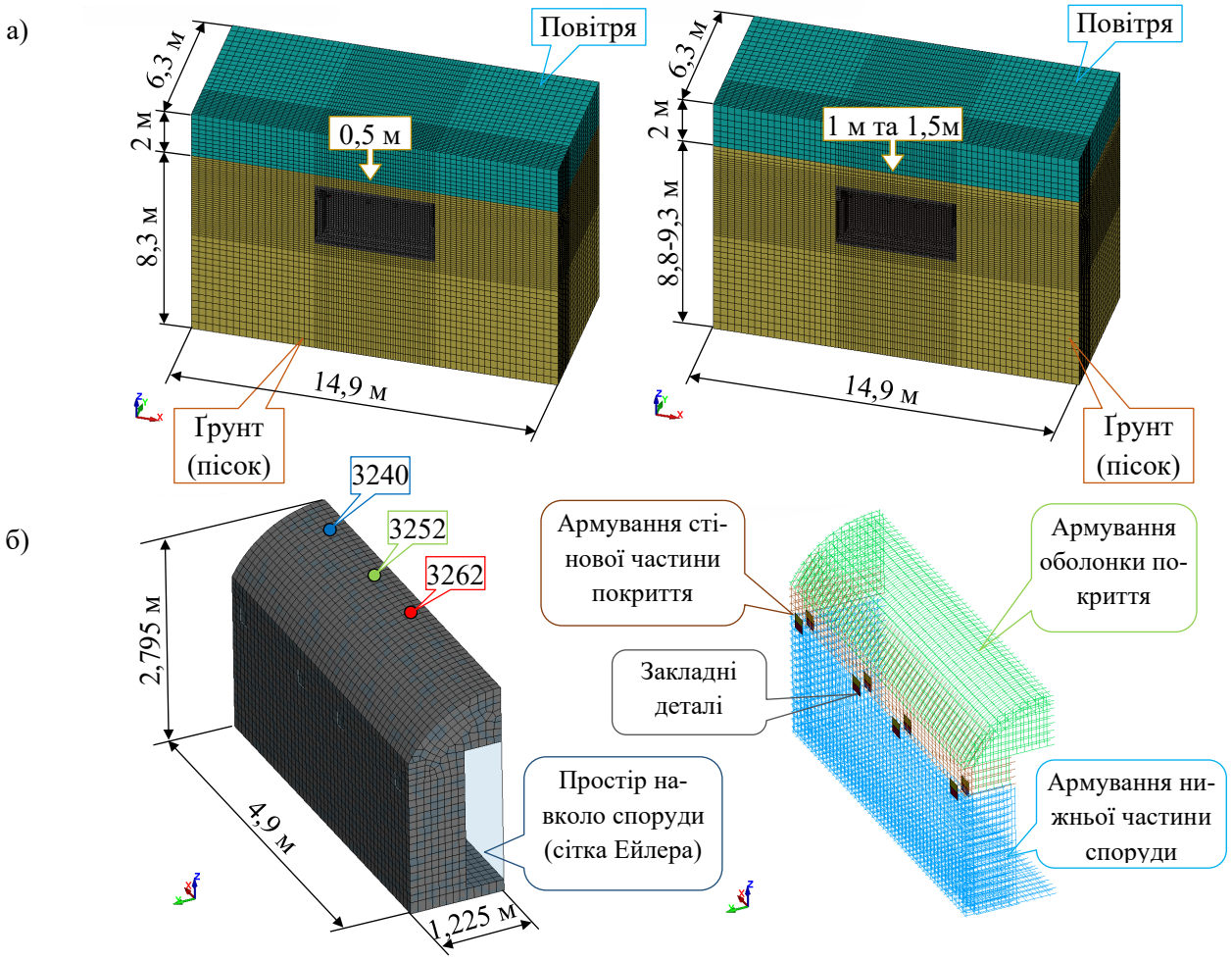


Рис.2. Скінчено-елементна модель захисної споруди та схема її армування.
Fig.2. Finite element model of the protective structure and reinforcement.

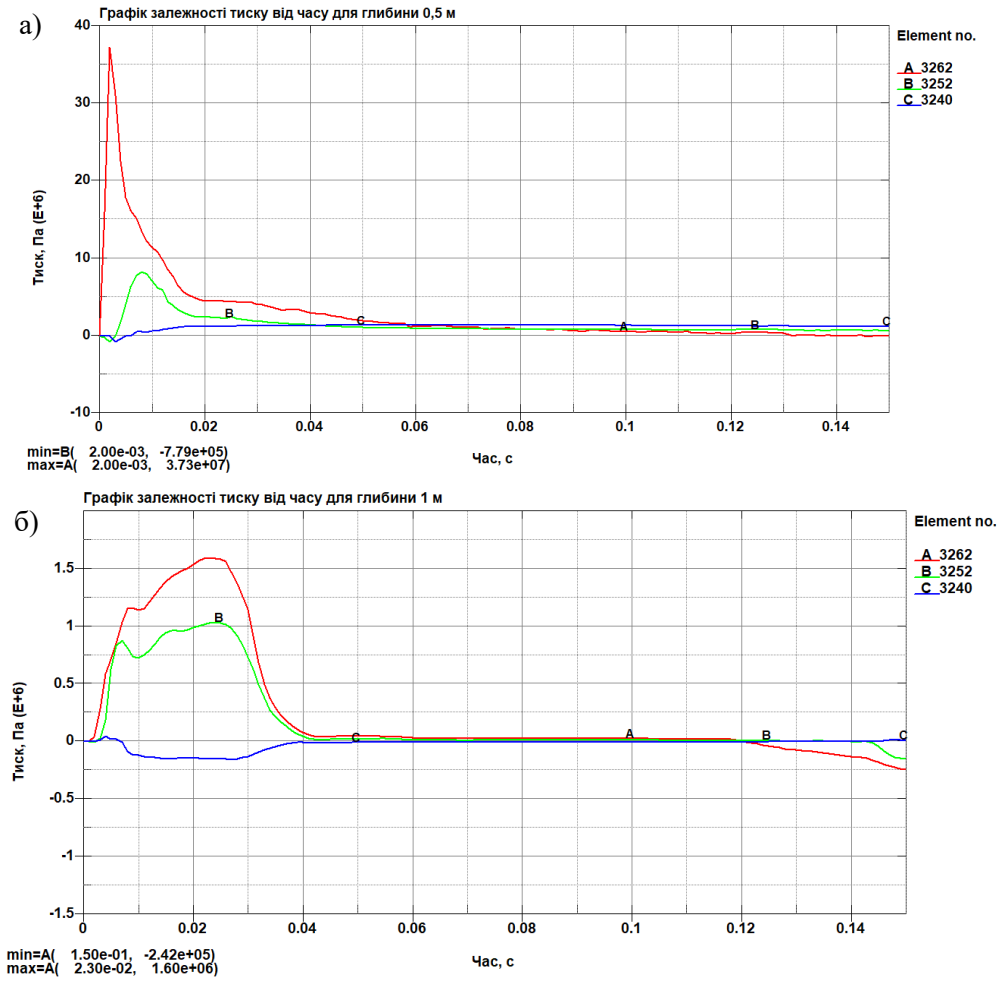


Рис.3. Графіки залежності тиску від часу на поверхні споруди: а) 0,5 м; б) 1м
Fig.3. Graphs of pressure versus time on the structure's surface: a) 0,5 m; b) 1 m

На Рис. 2б позначено елементи, у верхній частині захисної споруди, в яких вимірювався тиск спричинений вибухом, колір позначених елементів відповідає кольору кривих як показано на графіках Рис. 3.

Згідно отриманих графіків на рис. 3 встановлено, що збільшення глибини з 0,5 м (тиск становить 37,3 МПа) до 1 м (тиск становить 1,6 МПа) зменшує тиск від вибуху на поверхні споруди в 23 рази. Подальше заглиблення в ґрунт не мало значного впливу.

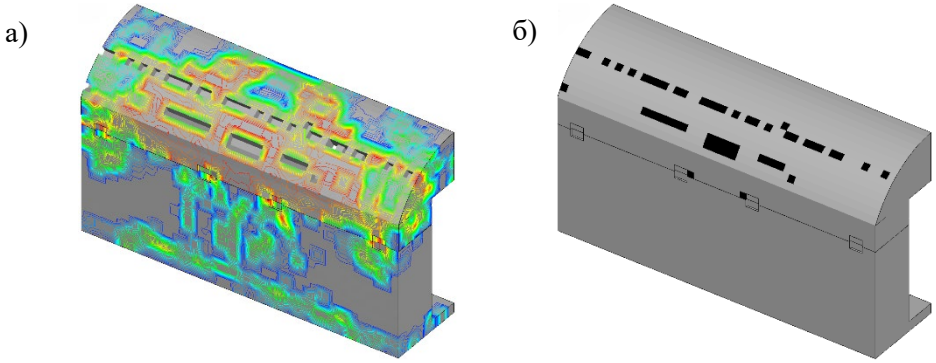


Рис.4. Розподіл на глибині 0,5 м: а) пластичних деформацій; б) зон з пошкодженнями в конструкції укриття.
Fig.4. Distribution at a depth of 0,5 m: a) plastic deformations; b) damage zones in the shelter structure.

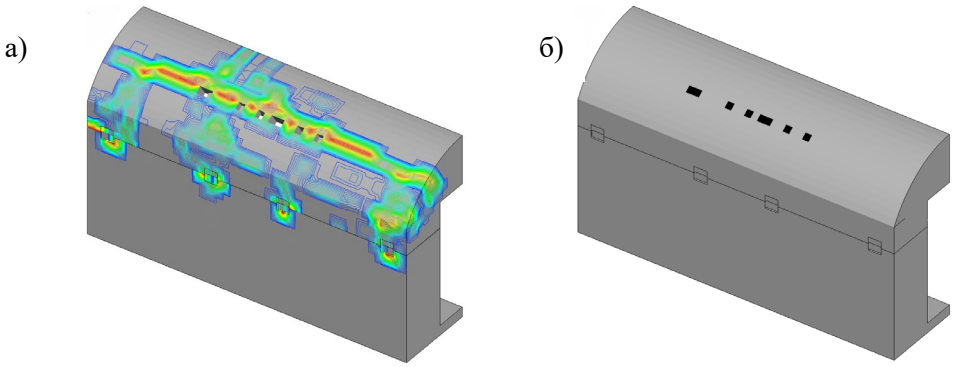


Рис.5. Розподіл на глибині 1 м: а) пластичних деформацій; б) зон з пошкодженнями в конструкції укриття.
Fig.5. Distribution at a depth of 1 m: a) plastic deformations; b) damage zones in the shelter structure.

Зони з пластичними деформаціями покривають майже всю поверхню споруди на глибині 0,5 м, а при 1 м присутні лише у верхній частині. Кількість видалених елементів з розрахунку зменшилось на 53%, глибина 0,5 м – 236 шт., глибина 1 м – 110 шт.

На Рис.6 продемонстровано, що на глибині 0,5 м на 0,1 с впливу напруження в арматурі вже досягають максимальних значень 500 МПа, при зануренні на глибину 1 м в той самий проміжок часу вони зменшуються на 68% і складають 160,5 МПа.

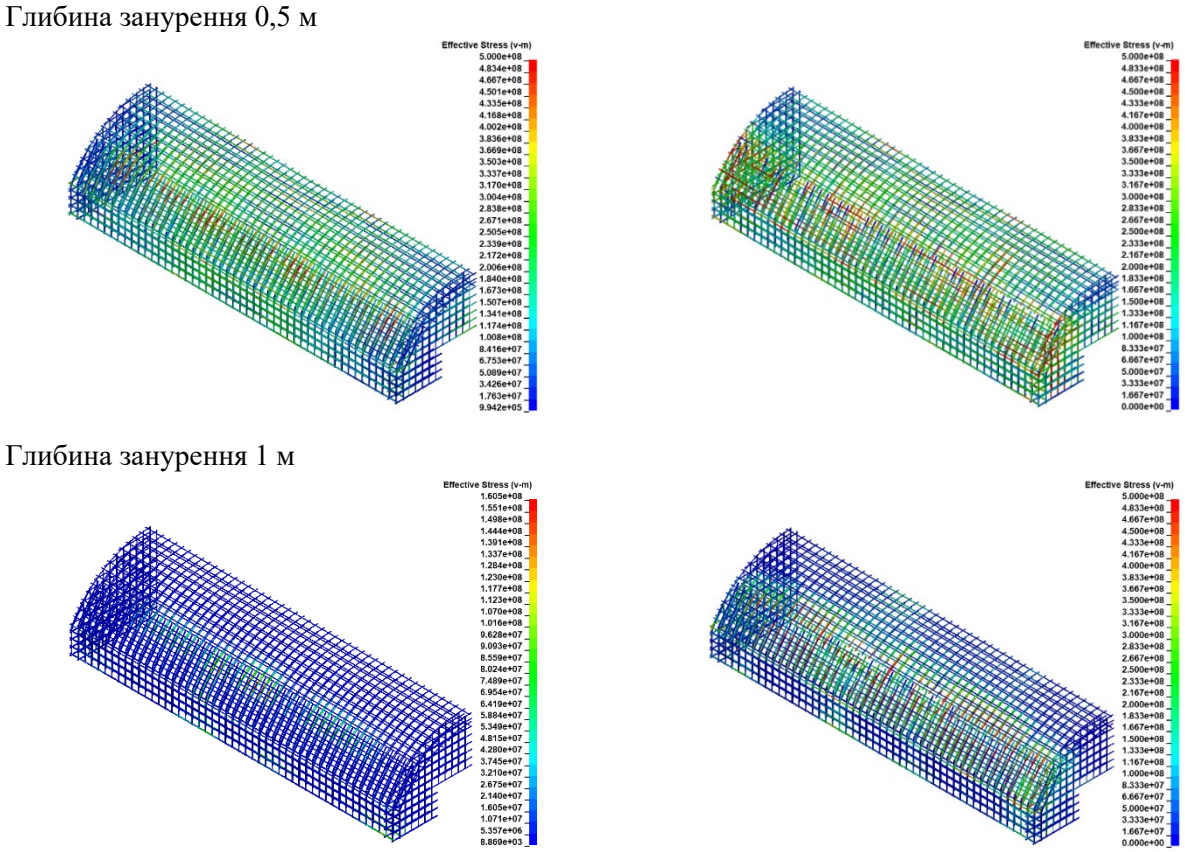


Рис.6. Ізополя напружень в арматурі верхньої частини укриття.
Fig.6. Stress contour maps in the reinforcement of the upper part of the shelter.

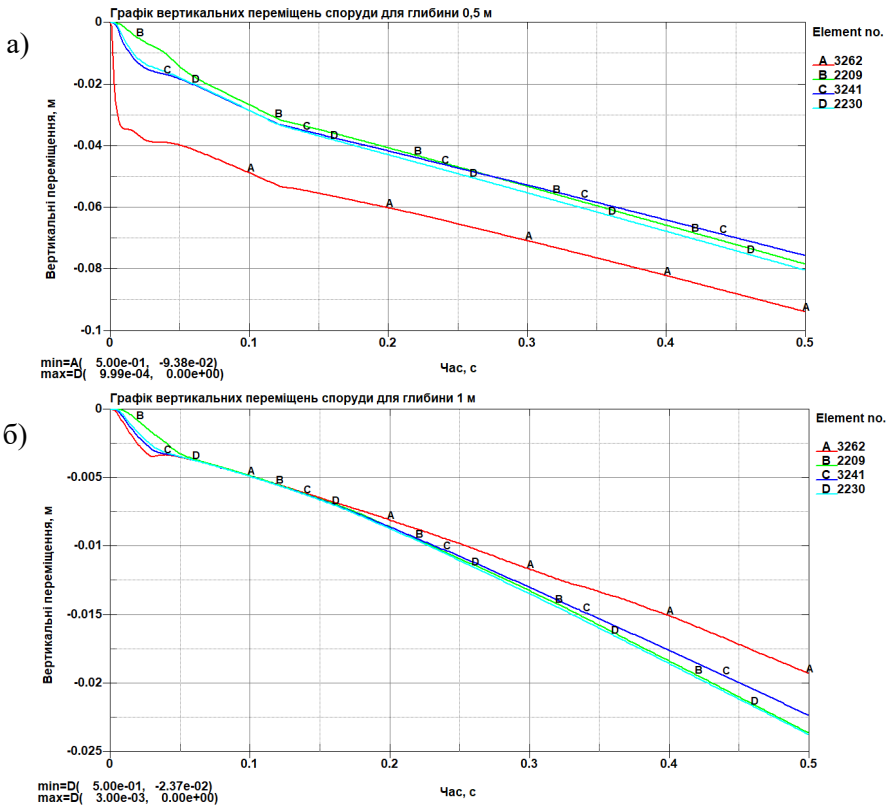


Рис.7. Графік переміщення споруди: а) 0,5 м; б) 1 м.
Fig.7. Displacement graph of the structure: a) 0,5 m; b) 1 m.

З графіків Рис. 7 можна встановити, що вертикальні переміщення споруди зі збільшенням глибини її занурення у грунт на 0,5 м зменшуються в 4 рази. При глибині занурення 0,5 м максимальне переміщення дорівнює – 9,4 см, при 1 м – 2,4 см.

Також розглянуто вплив удару на заглиблену споруду, що імітує влучання снаряду масою 200 кг зі швидкістю 50 м/с під кутом 60° до поверхні землі. Аналізувались споруди занурені на глибину 0,1 м та 0,5 м.

Параметри моделі та матеріалів бралися аналогічні до тих, що були використані в задачах розглянутих вище.

Снаряд моделювався як жорстке тіло.

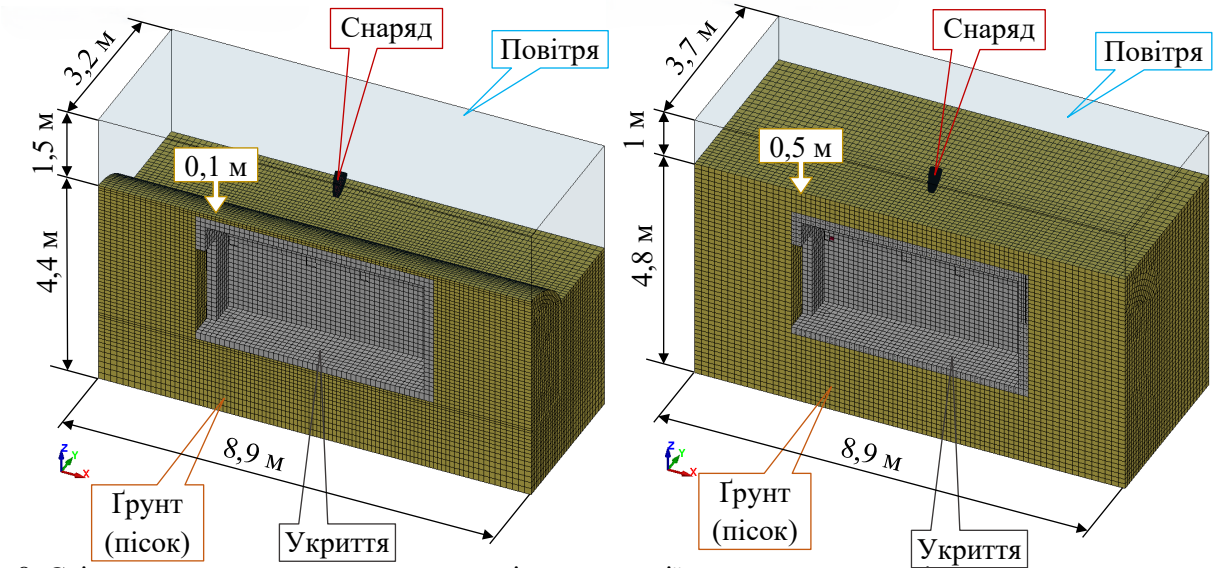


Рис.8. Скінчено-елементна модель для аналізу впливу дії удару при влучанні снаряду.
Fig.8. Finite element model for analyzing the impact of a projectile strike.

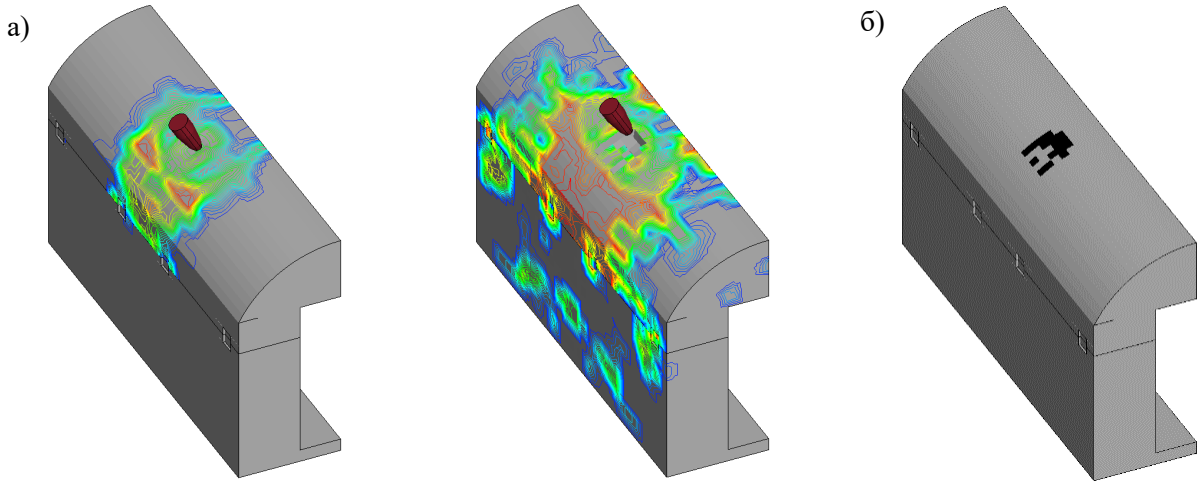


Рис.9. Розподіл на глибині 0,1 м: а) пластичних деформацій в елементах укриття в результаті удару; б) зон з пошкодженими елементами.

Fig.9. Distribution at a depth of 0,1 m: a) plastic deformations in the shelter elements as a result of the impact; b) zones with damaged components.

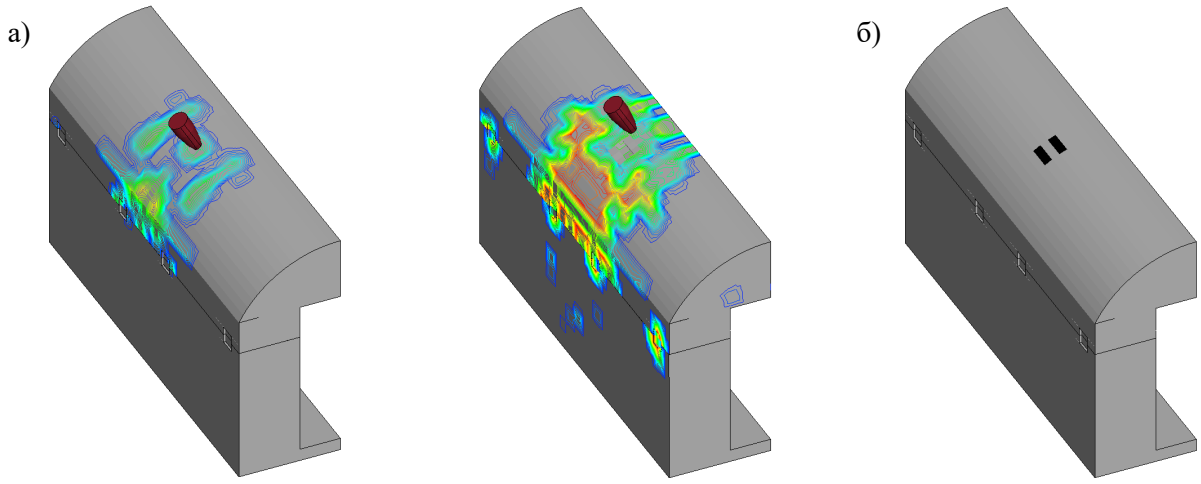


Рис.10. Розподіл на глибині 0,5 м: а) пластичних деформацій в елементах укриття в результаті удару; б) зон з пошкодженими елементами.

Fig.10. Distribution at a depth of 0,5 m: a) plastic deformations in the shelter elements as a result of the impact; b) zones with damaged components.

З отриманих результатів продемонстрованих на Рис. 9, 10 можна зробити висновок, що при ударних навантаженнях незначне збільшення глибини, а саме з 0,1 до 0,5м, може суттєво вплинути на зменшення зон пошкодження споруди в результаті влучання снаряду. Зони пластичних деформацій зменшуються, як і пошкодження самої споруди. Кількість зон пошкодження прогнозованих розрахунком зменшилась на 79% і становить: для 0,1 м – 29 шт.; для 0,5 м – 6 шт.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що для моделювання ґрунтового середовища при впливі на нього вибуху або удару слід використовувати сітку Ейлера, оскільки вона дозволяє відтворювати великі деформації викликані даними впливами. Захисну споруду та її елементи

доцільно моделювати сіткою Лагранжа, деформації споруди значно менші в порівнянні з тими які виникають в ґрунтовому масиві.

Продемонстровано, що обрана для опису поведінки ґрунту модель матеріалу *soil and foam* з бази ANSYS/LS-Dyna може бути застосована для опису поведінки ґрунтів при динамічних впливах. Модель матеріалу для бетону *cscm concrete* з бази ANSYS/LS-Dyna дозволяє з мінімальною кількістю вихідних даних задовільно відтворити напружено-деформований стан бетону при вибухових та ударних впливах, а модель матеріалу *plastic kinematic* дає можливістю моделювати пластичне і кінематичне зміцнення сталі.

Встановлено, що збільшення глибини занурення споруди у грунт з 0,5 м до 1 м при дії впливу вибухової речовини масою 50 кг в тротиловому еквіваленті розміщеної на поверхні ґрунту має суттєвий позитивний вплив: тиск на поверхні споруди від дії вибуху зменшується в 23 рази, переміщення конструкції споруди зменшуються в 4 рази, а напруження в арматурі зменшуються на 68%. При заглиблені споруди на 0,5 м зони пластичних деформацій в залізобетонній конструкції покривають майже всю поверхню споруди, а при заглиблені у грунт на 1 м з'являються лише у її верхній частині споруди, площа зон з пошкоджень зменшується на 53%. Подальше збільшення глибини не дало суттєвих змін.

Досліджено вплив від удару снаряду масою 200 кг, що рухається зі швидкістю 50 м/с під кутом 60° до поверхні землі та встановлено, що збільшення глибини занурення споруди з 0,1 м до 0,5 м значно впливає на ступінь її пошкодження в результаті удару, кількість пошкоджених зон на поверхні споруди зменшується на 79%.

ЛІТЕРАТУРА/ REFERENCES

1. Bojanowski, C., & Kulak, R. F. (2010, June). Comparison of lagrangian, SPH and MM-ALE approaches for modeling large deformations in soil. In 11th International LS-DYNA® Users Conference, Dearborn, MI, pp11-45 to (pp. 11-55).
2. Tabatabaei, Z. S., & Volz, J. S. (2012, June). A comparison between three different blast methods in LS-DYNA: LBE, MM-ALE, Coupling of LBE and MM-ALE. In *12th International LS-DYNA Users Conference* (Vol. 3, pp. 1-10).
3. Barsotti, M., Sammarco, E., & Stevens, D. (2016). Comparison of strategies for landmine modelling in LS-DYNA with sandy soil material model development. In *Proceedings of 14th international LS-DYNA users conference, June* (pp. 12-14).
4. Schwer, L. (2010, October). A brief introduction to coupling load blast enhanced with Multi-Material ALE: the best of both worlds for air blast simulation. In *German LS-DYNA Forum* (Vol. 2, No. 3, pp. 205-11).
5. Slavik, T. P. (2010, June). A coupling of empirical explosive blast loads to ALE air domains in LS-DYNA®. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 10, No. 1, p. 012146). IOP Publishing.
6. Nazhat, Y. N. Y. (2013). Behaviour of sandy soil subjected to dynamic loading.
7. Jayasinghe, L. B., Thambiratnam, D. P., Perera, N., & Jayasooriya, J. H. A. R. (2013). Computer simulation of underground blast response of pile in saturated soil. Computers and Structures, 120, 86-95.
8. Koneshwaran, S. (2014). *Blast response and sensitivity analysis of segmental tunnel* (Doctoral dissertation, Queensland University of Technology).
9. Van Dorsselaer, N., Lapoujade, V., Nahas, G., Tarallo, F., & Rambach, J. M. (2012, June). General Approach for Concrete Modeling: Impact on Reinforced Concrete. In 12th International LS-DYNA® Users Conference, Dearborn.
10. Sangi, A. J., & May, I. M. (2009, May). High-mass, low-velocity impacts on reinforced concrete slabs. In *7th European LS-DYNA conference*.
11. LS-DYNA, Livermore software technology cooperation, LS-DYNA keyword user's manual, 2025.
12. LS-DYNA, Livermore software technology cooperation, LS-DYNA material models manual, 2025.

Assessment of the impact of impulse loading caused by explosion and impact on underground protective structures and soil

Viktor NOSENKO,
Dmytro NECHYPORENKO

Summary. The calculation of protective structures embedded in soil media under the action of impulse loading caused by an explosion or impact is a complex problem that requires knowledge of modern physical and mathematical tools for describing transient deformation processes in materials with varying strength and stiffness. To solve such problems, numerical modeling is most commonly used today. The accuracy of the results depends on the correctness of the computational model, the choice of mesh generation method and finite element mesh operation, as well as the selection of material behavior models and their parameters for soil, concrete, and steel reinforcement. These models must accurately describe the behavior of the structure and surrounding soil under transient and large deformations and account for the changes in material properties under impulse (short-term) loading compared to static (long-term) loads.

This study presents the results of an assessment of the effects of explosion and impact on a buried protective structure using the Ansys/LS-Dyna software suite. The analyzed structure is a modular construction consisting of two large-sized reinforced concrete elements, embedded in a soil environment modeled as sandy soil.

In the creation of the computational model, the buried structure was modeled using a Lagrangian mesh, while the soil, air, space around the structure, and the explosion zone were modeled using an Eulerian mesh. This hybrid approach allows for the benefits of both methods to be utilized.

The simulations of explosive impact caused by a 50 kg TNT-equivalent charge were conducted for three burial depth scenarios: soil backfill of 0.5 m; burial depths of 1.0 m and 1.5 m. It was found that increasing the burial depth from 0.5 m to 1.0 m reduces the pressure on the structure's surface by a factor of 20, reduces displacements by a factor of 4, decreases reinforcement stress by 68%, and significantly reduces the size of the plastic deformation zone.

In the study of impact effects from a 200 kg projectile traveling at 50 m/s at a 60° angle to the soil surface, the structure was buried at depths of 0.1 m and 0.5 m. It was determined that increasing the burial depth significantly reduces the extent of damage to the buried structure: the number of damaged zones decreased by 80% when the burial depth increased from 0.1 m to 0.5 m. This indicates that a 0.5 m thick soil layer effectively performs a damping function.

Keywords. Numerical modeling, Ansys/LS-Dyna, buried structure, soil medium, explosion, impac

Геологічна будова заплавних територій р. Дніпро

Андрій РАЩЕНКО[1], Тетяна ДИПТАН[2], Олег МАЛИШЕВ[3]

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
[1]raschenko.am@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-2948-3232
[2]dyptan.tv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0003-2852-014X
[3]malyshev.ov@knuba.edu.ua, orcid.org /0000-0002-2804-6217

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.210-226

Анотація. В сучасних умовах розвитку країни швидкими темпами відбувається забудова міст та приміської території, що спричинює її дефіцит, особливо в містах з великою кількістю населення. В таких умовах одним із можливих рішень розвитку міста є освоєння раніше непридатних ділянок, що можуть бути використані для будівництва. Такі ділянки включають території, що прорізані ярами, балками, заболочені чи заплавні (Малишев та ін., 2021), які в період паводків затоплюються водою. За рахунок наявності водойм поряд із зазначеними територіями, можливий їх захист від підтоплення за рахунок підняття абсолютних позначок їх поверхні до незатоплюваних за допомогою використання намиву ґрунту способом гідромеханізації. Властивості таких нових техногенних утворень значною мірою відрізняються від природніх, а в якості намивних використовуються піщані грунти. Таким способом створено велику кількість територій в різних країнах світу: Дубаї, Японія, Китай, США (Bridges, 1989), (Ball, 1974) та ін., що вказує на ефективність даного методу та його практичне значення (Sengupta, 2018), (Mojtahed-Zadeh, 2003) для розвитку міста.

В статті виділені особливості тектонічної будови, геологічного та геоморфологічного районування території м. Києва. Велику увагу приділено заплавним територіям р. Дніпро, які формувалися способом намиву. Такі майданчики створювалися, як правило, для нового будівництва та досить швидко забудовувалися будинками невеликої поверховості, основою для яких служили намивні ґрунти. Проведені інженерно-геологічні дослідження майданчиків після намиву та спостереження в часі за деформаціями основи дозволили встановити основні закономірності та правила будівництва на них.

Андрій РАЩЕНКО
ст. викладач кафедри
геотехніки

Тетяна ДИПТАН
ст. викладач кафедри
геотехніки

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

Сьогодні розвиток міста активно охоплює майданчики створені намивними ґрунтами, на яких активно будуються висотні будинки, торгові центри та інші будівлі, навантаження від яких необхідно передавати на надійні основи. Проте, в залежності від властивостей самих намивних ґрунтів так і від якості та підготовки основи на яку вони вкладаються можуть бути використані різні типи фундаментів, рішення про конструкцію яких приймається в кожному окремому випадку з урахуванням поверховості та типу будівель або споруд.

Ключові слова. Заплава, паводок, гідронамив, алювіальні відклади, намивні ґрунти, деформації, ущільнення.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Одним із напрямків територіального розвитку м. Києва стає освоєння непридатних для будівництва територій. Історично багато міст розташовані на берегах річок та в їх заплавах. Під час повені значні території цих ділянок стають затопленими. Освоєння таких територій передбачає створення поблизу річки майданчиків, які будуть підняті до незатоплюваних відміток способом намиву. Штучно намиті грунти складаються із піски, які внаслідок специфіки вкладання, суттєво відрізняються від пісків природного походження, як за фізичними характеристиками так і за розвитком деформацій в часі.

Аналіз вивчення намивних пісків показує, що для них характерні загальні закономірності: самоущільнення, ущільнення, стабілізація.

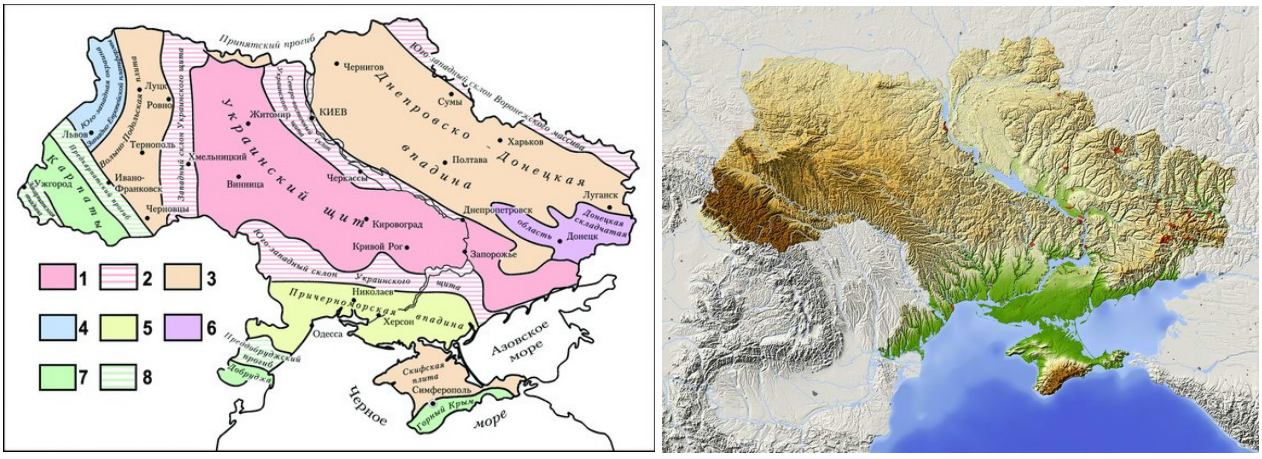
МЕТА РОБОТИ

Дослідження особливостей формування ґрунтів заплавної території р. Дніпро в межах м. Києва, аналіз основних методів намиву ґрунтів, вивчення архівних матеріалів та експериментальних даних досліджень ґрунтів та деформацій основ при будівництві споруд на намивних територіях для можливості аналізу результатів досліджень несучої здатності паль та пальових фундаментів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Територія України відноситься до східноєвропейської платформи, в якій можливо виділити одинадцять основних тектонічних структур показано на Рис.1 (NVR, 2022), (Авіаційна метеорологічна станція Рівне, 2014): 1 – Український кристалічний щит; 2 – Ковельський виступ; 3 – Волино-Подільська плита; 4 – Карпатська складчаста область; 5 – Західно-Європейська платформа; 6 – Дніпровсько-Донецька западина; 7 – Воронежський масив; 8 – Донецька складчаста область; 9 – Причорноморська западина; 10 – Скіфська плита; 11 – Кримська складчаста система. Значна частина території України відноситься до Українського кристалічного щита, який характеризується стабільністю.

Його особливістю є умови залягання – на західній частині щита кристалічні породи залягають практично з поверхні, а на східній частині різко занурюються вниз: так, вздовж високого правого берега р. Дніпро ці породи залягають на глибинах 300...350 м, а вже на лівому березі ці породи залягають на глибинах більше 600 м. Відбувається перехід від Придніпровської височини до Придніпровської низини.



a) b)

Рис.1. Основні тектонічні структури території України: a) тектонічна карта; b) карта рельєфу.
Fig.1. The main tectonic structures of Ukraine territory: a) tectonic map; b) relief map.

Таким чином, сучасне русло р. Дніпро протікає вздовж найбільшого тектонічного розлому країни, який знаходиться у стабільному стані.

В геоструктурному відношенні територія м. Києва відноситься до Дніпровсько-Донецької западини, на ділянці її примикання до Українського кристалічного щита, де кристалічні метаморфізовані породи знаходяться на глибині більше 300 м і перекриваються палеозойсько-кайнозойськими відкладами. Границею між ними є Дніпровський розлом.

Тектонічний режим характеризується повільними диференційними вертикальними висхідними і низхідними рухами земної кори. В сучасних умовах це не спричиняє особливих змін поверхні.

Геоморфологічна будова міста Києва є складною показано на Рис. 2, а. Підвищені ділянки відносяться до лесового плато, лесових останців та водно-льодовикових відкладів, що прорізані густою мережею ярів та балок.

Долина р. Дніпро характеризується явно вираженою асиметрією – високий правий „корінний” берег, що зазнає постійної дії розмиву та перевідкладений низький лівий берег показано на Рис. 2, b.

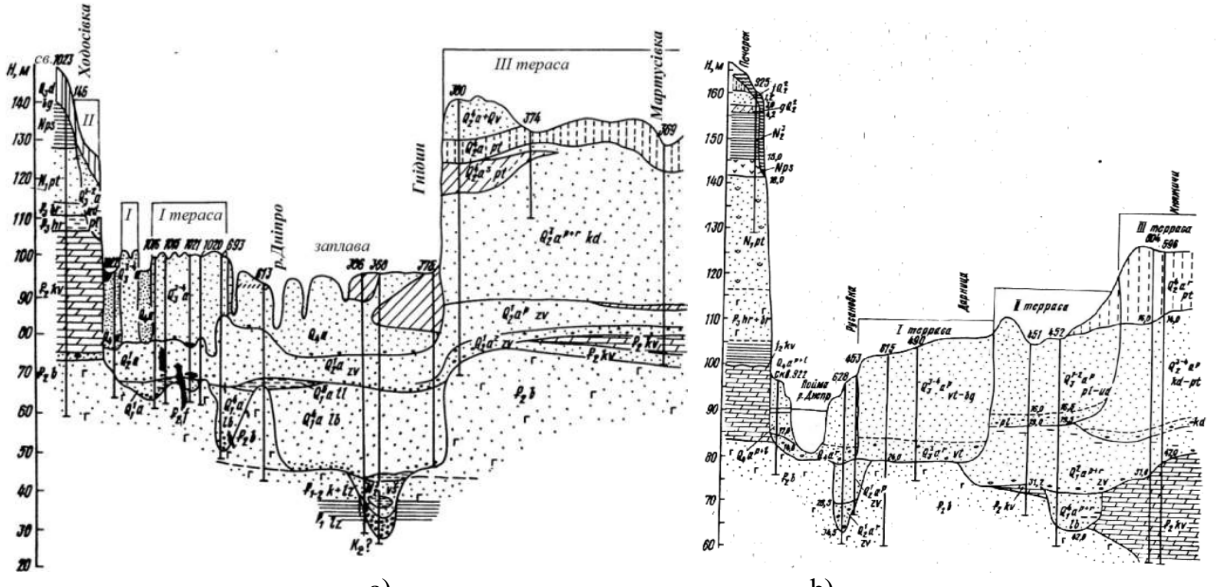
З літературних джерел відомо, що давнє русло пра-Дніпра утворилося більше 1.2...1.5 млрд років тому приблизно на 95...110 км на схід від Києва. Як наслідок, територія лівого берега складена алювіальними терасами, що „притиснуті” одна до одної.

Потужність товщі алювіальних відкладів збільшується на схід від міста Києва.

Північна територія міста відноситься до заплави та характеризується значною заболоченістю, великою кількістю озер та лугів.

Відклади заплави ebH (або озерно-болотні відклади) у більшості випадків мають неоднорідність нашарувань показано на Рис.3. Це викликано, в першу чергу, умовами формування даних ґрунтів, що пов’язано з режимом роботи річки. Як правило переважають слабкі та сильно стисливі ґрунти, що мають незначну щільність, малий коефіцієнт фільтрації та характеризуються явищами вторинної консолідації під дією навантаження.

Такі ґрунти в Україні відносять до особливих.



a) b)

Рис.2. Геоморфологічне районування території м. Києва (a) (Barshchevskiy, 1989) та долини р.Дніпро (b) (Парникоза, 2013).

Fig.2. Geomorphological zoning of the Kyiv territory (a) (Barshchevskiy, 1989) and river Dnieper valley (b) (Парникоза, 2013).

Рис.3. Заплавні відклади р. Дніпро.
Fig.3. Floodplains of river Dnepr.

Малі показники міцності відкладів заплави викликані вмістом гумусу, ступенем його розкладеності та умовами формування цих ґрунтів у часі.

Наявність органіки різко знижує коефіцієнт фільтрації цих ґрунтів, що з врахуванням їх віку (відклади голоцену) вказує на недостатнє природне ущільнення.

Слабкі ґрунти залягають на сучасних алювіальних відкладах (пісках голоцену). Хоча нерідко і в самих пісках зустрічаються лінзи та прошарки торфу, мулу чи органогенних ґрунтів приведено на Рис.4. Характеристики таких ґрунтів приведені в Табл.1.

Додатковою особливістю гумусованих ґрунтів є їх середня корозійна активність до бетону та висока корозійна активність до металу. Це необхідно враховувати при проектуванні та зведенні будівель і споруд на заплавних територіях: як правило для Київської області використовують бетон марки за водонепроникністю W6, W8.

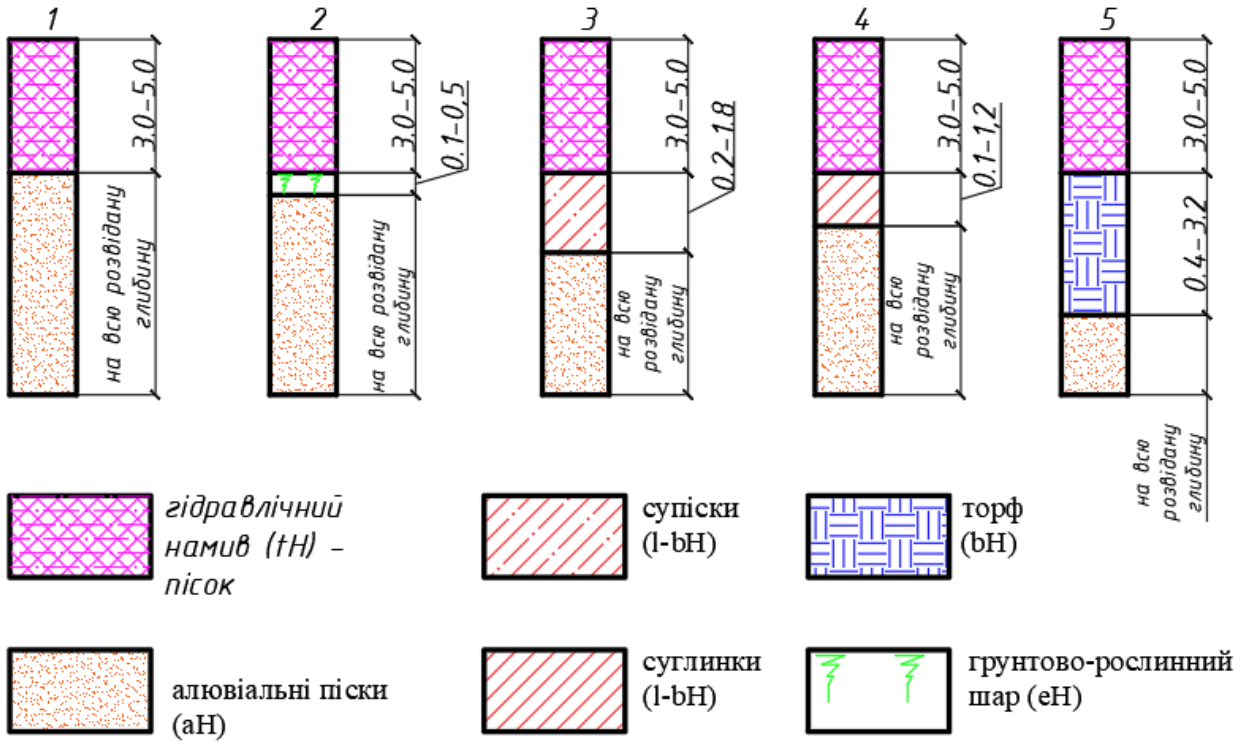


Рис.4. Заплавні відклади (можливі варіанти) (Слюсаренко, 1990).
Fig.4. Floodplain deposits (possible variants) (Слюсаренко, 1990).

Табл.1. Склад алювіальних заплавних ґрунтів (Слюсаренко, 1990)
Table 1. The composition of floodplain alluvial soils (Слюсаренко, 1990)

Вид грунту	Щільність, ρ, г/см^3	Коефіцієнт фільтрації k_f, см/с	Ступінь вторинної консолідації m_V, см^3/Н
Торф	1.09	0,00006	0.22…0.67
Глина заторфована	1.44	$0.4 \cdot 10^{-5}$	0.030
Супісок	1.94	0.004	0.006
Пісок замулений	1.97	0.023	0.007
Пісок мілкий	1.96	0.25	0.002

У 60-х роках минулого століття було прийнято рішення про освоєння заплавних територій на північній околиці міста Києва. Для цього необхідно було вирішити декілька задач:

- забезпечення непідтоплюваності території під час повені;
- усунення несприятливих явищ консолідації гумусованих ґрунтів;
- забезпечити нормальну експлуатацію будівель та мереж, які б не зазнавали впливу високого рівня ґрунтових вод та поверхневих вод відкритих водойм.

З цією метою на території району „Оболонь” був розроблений та реалізований проект інженерної підготовки території за рахунок гідронамиву піщаних ґрунтів показано на Рис.5.

Грунт намиву – місцевий алювіальний пісок руслової фації р. Дніпро, що розроблявся як безпосередньо з основного русла річки, так і русел-притоків, що протікали паралельно р. Дніпро.

На початковому етапі, що включав підготовчі роботи, виконувався: демонтаж тимчасових будівель, споруд, перенос інженерних мереж, прибирались дерева і кущі. Територія розмічалась на окремі ділянки для влаштування намиву. З ділянок, що були відведені під житлову забудову багатоповерховими будинками, будівельне та побутове сміття прибиралося або переміщувалось на ділянки, що були в резерві, або відводились під промислову забудову. Наступним етапом передбачалося масове виторфовування ґрунту (зрізання поверхневих слабких шарів до рівня ґрунтових вод) із складуванням зрізаного матеріалу по контуру намічених ділянок.

a)

b)

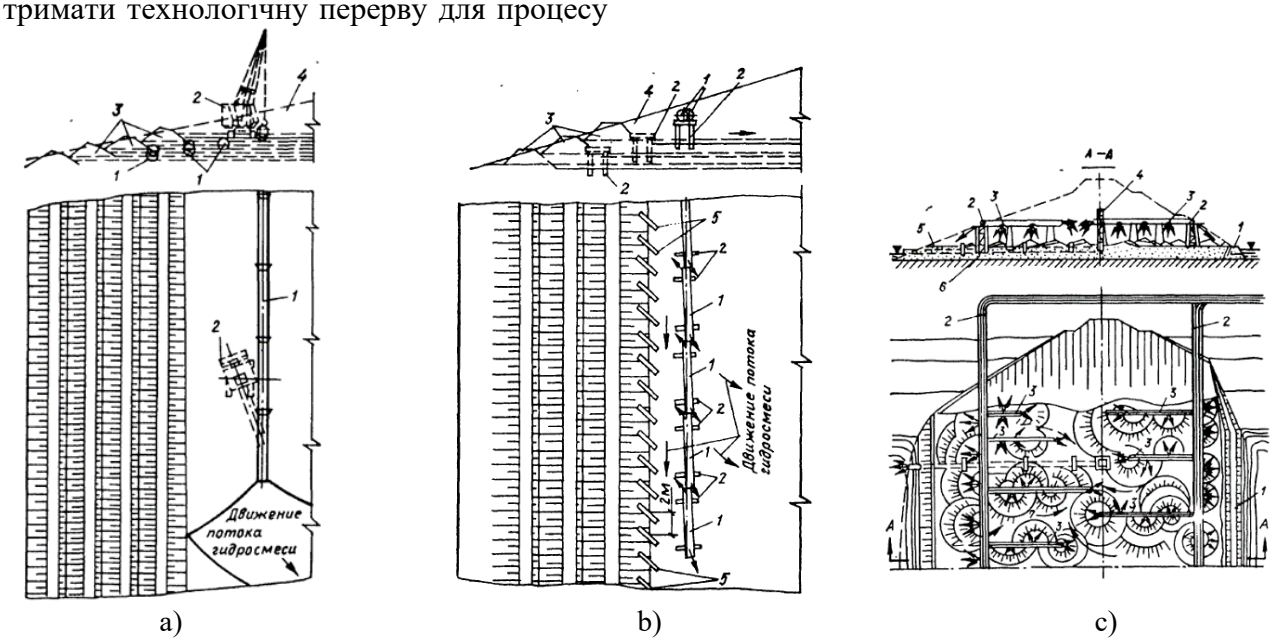
c)

Рис 5. Процес намиву заплавних територій a) труба; b) піщана дамба (Dredgers production in Ukraine); c) територія після гідравлічного намиву (Geomini).

Fig 5. Regulation of territory with floodplain deposits a) pipeline; b) sand dams (Dredgers production in Ukraine); c) area after hydraulic fill (Geomini).

Намив вівся в межах виділених ділянок, формуючи так звані «карти намиву» показано на Рис 6, 7. Відбувався намив нижнього шару з постійним переміщенням пульпопроводу за допомогою гусеничних тракторів. В подальшому формувались наступні по висоті шари. Загальна товща намиву в межах району „Оболонь" складає 3...7 м. Після влаштування намиву досить важливо було витримати технологічну перерву для процесу консолідації намивних ґрунтів та ґрунтів природного залягання, що залягали нижче.

Час влаштування намиву в межах однієї карти складав 1...3 місяці. Для фіксації процесу самоущільнення на корінні відклади закладались геодезичні знаки, а в товщі намиву – геодезичні марки. Найбільш активні деформації відбувались протягом перших трьох місяців, а потім вони різко затухали.



a) b) c)

Рис.6. Ділянки гідронамиву (Слюсаренко, 1990): а) без естакадний спосіб намиву 1 – розподільчий трубопровід, 2 – кран, 3- дамби, 4 – проектний ухил; b) схема намиву з розосередженням в різні сторони при використанні низьких опор в 1 – ланки труб, 2 – низькі опори, 3- дамби, 4 – проектний ухил, 5 – відбійні щити; с) схема мозаїчного намиву – дренажна призма, 2- основний трубопровід, 3 – розподільчий трубопровід, 4 – скидний колодязь, 5 – скидна труба, 6 – основа майданчика.

Fig.6. Hydraulic fill areas (Слюсаренко, 1990): a) non-trestle method: 1 - distribution pipeline, 2 – crane, 3- dams, 4 - project slope; b) low support casting method with distribution on both sides: 1 - pipeline links, 2 – low supports, 3- dams, 4 - project slope, 5 - bumper plates; c) mosaic method: 1 - drainage prism, 2- main pipeline, 3 - distribution pipeline, 4 - sump, 5 - discharge pipe, 6 – base.

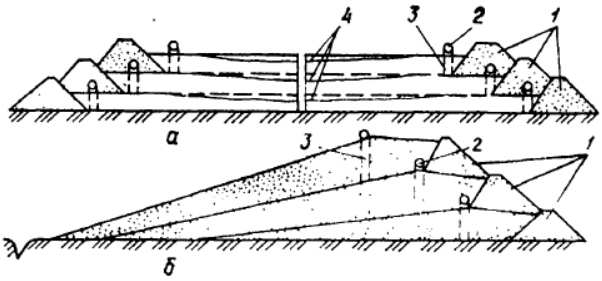


Рис.7. Намивні території (Слюсаренко, 1990): двостороння (а) та односторонння (б) схема намиву 1 - дамба, 2- трубопровід, 3 – низька опора, 4 – потужність шару.

Fig.7. Hydraulic fill areas (Слюсаренко, 1990): a) double sided; b) and one-sided; 1 - dam, 2- pipeline, 3 - low supports, 4 - layer thickness.

Необхідно зазначити, що під час намиву в пульпі співвідношення «частка піску» - «частка води» складала близько 1:100...1:5000. Тобто, обсяг води під час намиву був дуже великий. Саме тому процес ущільнення ґрунтів під час намиву відбувався поетапно:

- ущільнення ґрунту під дією стовпа води;

- в подальшому встановлювався фільтраційний потік, направлений вниз (під дією гравітації), під час якого виникала гідродинамічна сила (її напрямок теж був направлений до низу), яка „тягнула" за собою кожну піщану часточку та додатково її ущільнювала. А ущільнення від гідродинамічної сили було значно більшим від тиску стовпа води.

Чим більшою по висоті була товща намиву, тим ефективніше відбувалося ущільнення шарів, що залягали нижче. Для встановлення термінів будівництва після намиву проведені спостереження (Слюсаренко, 1990) за деформаціями намивної товщі (рис. 8). Дослідження встановили, що найбільші деформації відбуваються в перші два місяці після намиву. Вимірювання рівня води в п'єзометрах (рис. 9) (Слюсаренко, 1984) показує, що вода опускається на 2 метри через місяць, і нижче 3 метрів через два місяці після завершення процесу намиву.

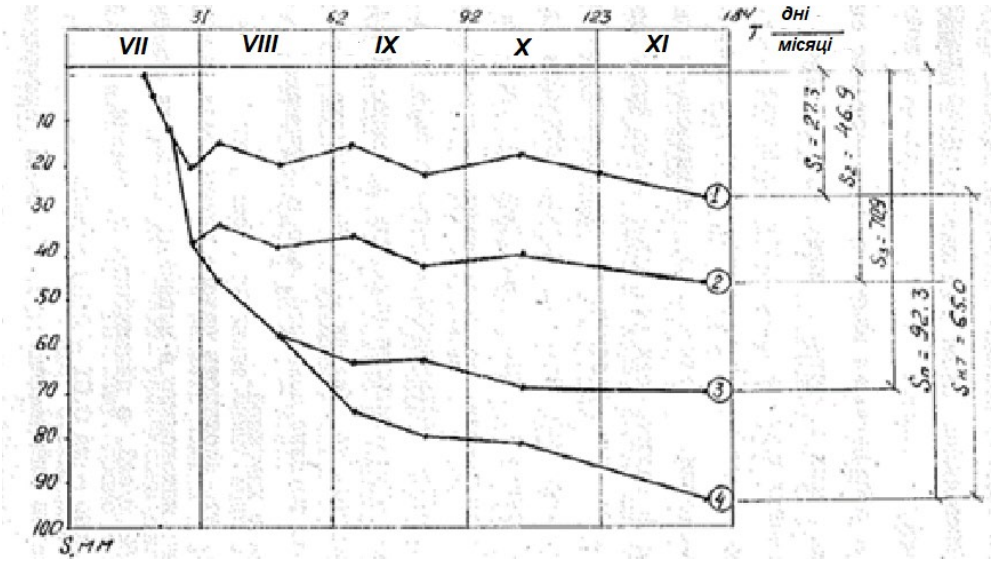


Рис.8. Графіки осідання марок на дослідному майданчику V мікрорайону житлового масиву «Оболонь» (Слюсаренко, 1990): 1- деформаційні репери (марки геодезичного контролю) встановлені на контакті з алювіальними відкладами; 2- деформаційний репер, встановлених на глибині 2.5 м від проектованого профілю намивних ґрунтів; 3 - деформаційний репер, встановлений на глибині 2.0м від проектованого профілю намивних ґрунтів; 4- деформаційний репер, встановлених на глибині 0.5 м від проектованого профілю намивних ґрунтів.

Fig.8. Geodesic signs settlement on the experimental site of the 5th Obolon microdistrict (Слюсаренко, 1990): 1- signs settlement at a contact with underlying alluvial soils; 2- signs settlement installed at a depth of 2.5 m from the design hydraulic fill profile; 3 – signs settlement installed at a depth of 2.0 m from the design hydraulic fill profile; 4- signs settlement installed at a depth of 0.5 m from the design hydraulic fill profile.

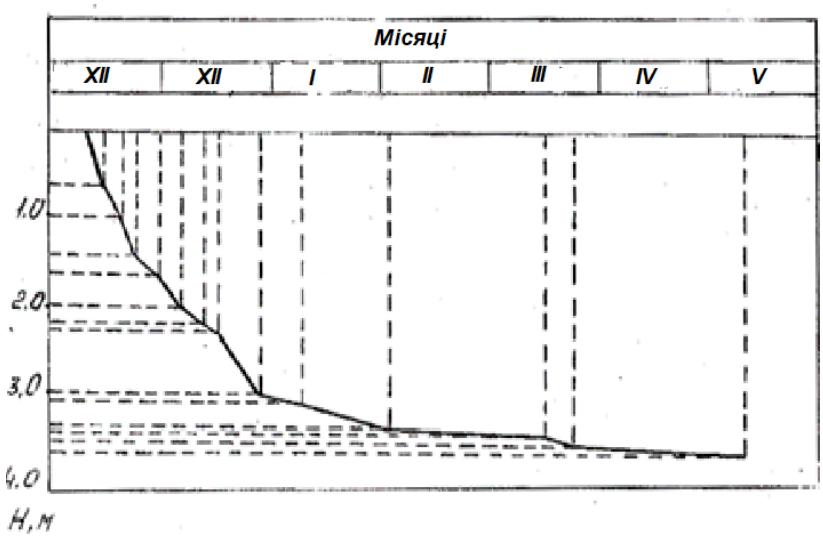


Рис.9. Вимірювання рівня води в п'єзометрах (Слюсаренко, 1984).
Fig.9. Filtration stream rate fall after hydraulic fill (Слюсаренко, 1984).

Під час виконання робіт з намиву за рахунок великого потоку води (пульпи) після її виливу на поверхню відбувалось розтікання матеріалу по площині карти намиву. За рахунок гравітації відбувалось сортування матеріалу: самі крупні частки осідали безпосередньо біля місця виливу. А тонший матеріал відносився на більшу відстань (рис.10) (Слюсаренко, 1984). В товщі намиву переважно спостерігаються добре відсортовані однорідні дрібнозернисті (середньої крупності та дрібні) піски. Це значно покращує якість ґрунту для його подальшого використання як основи фундаментів, порівняно із звичайними насипними ґрунтами.

Тільки у випадках, коли потужність намиву була недостатньою в тілі намиву зафіксовано піски з кількістю пилу до 20...30% (пилуваті піски).

Аналіз однорідності піску по глибині (табл.2) показує, що склад пісків є майже однорідним при незначному збільшенні кількості мілких часточок з глибиною.

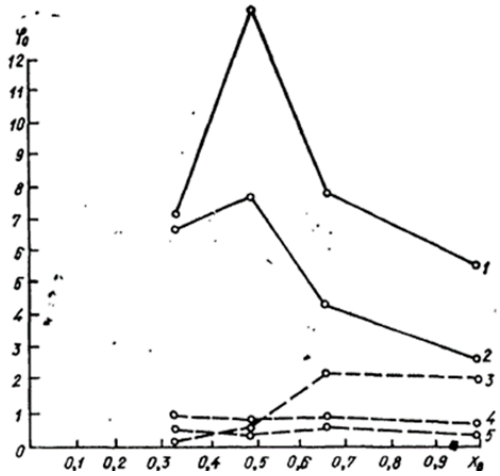


Рис.10. Криві розподілу фракцій по довжині намиву на житловому масиві «Оболонь» (Слюсаренко, 1984): 1-5 фракції відповідно 1.0 мм, 1.0…0.5 мм, < 0.1 мм, 0.5…0.25 мм, 0.25…0.1 мм
Fig.10. Fraction dispersion curves along the hydraulic fill slope of Obolon microdistrict (Слюсаренко, 1984): 1-5 – fractions respectively 1.0 mm, 1.0…0.5 mm, < 0.1 mm, 0.5…0.25 mm, 0.25…0.1 mm

Табл. 2. Гранулометричний склад пісків за глибиною (Слюсаренко, 1990)
Table 2. Grade analysis of sands by depth (Слюсаренко, 1990)

Глибина від поверхні, м	Номер проби	Гранулометричний склад, % по фракціям, мм				
		>1.0	1…0.5	0.5…0.25	0.25…0.1	<0.1
0.5	19	0.7	11.9	57.7	27.3	2.4
1.0	12	0.9	8.2	67.7	20.4	2.7
1.5	2	0.7	9.1	42.6	44.4	3.2
2.0	13	0.9	10.4	51.6	33.8	3.3
2.5	36	1.6	9.8	47.4	36.5	4.7
3.0	17	1.0	11.6	49.7	33.0	4.7
3.5	5	0.9	8.3	42.7	37.7	10.4
4.0	Рослинний шар					

Враховуючи масштабність проекту із намиву ґрунтів, а також малу кількість фактичного матеріалу щодо поведінки таких ґрунтів, в межах масиву „Оболонь” виділялися мікрорайони, в кожному з яких виконувався комплекс додаткових інженерно-геологічних вишукувань.

Після підтвердження геологічної будови (буровим способом) виконувались статичні випробування ґрунтів круглими штампами площею 5 000 см^2 та 10 000 см^2. Штампи встановлювались як на поверхню намивних ґрунтів, так і по глибині намиву. Вони завантажувались довготривалим навантаженням, що створювало тиск на основу до 0.5 МПа з кроком 0.05 МПа, при цьому приріст величини осідань за останню годину спостережень на кожному ступені не перевищував 0.1 мм. На наступному кроці виконувалася побудова залежності осідання від тиску під штампом і з його допомогою визначали січний модуль деформації (Слюсаренко, 1990).

Випробування показали, що з глибини 1...1.5 м піски знаходяться в стані середньої щільності, а з глибини 2...2.5 м – у щільному стані (модуль деформації E > 30 МПа), що підтверджується графіком зміни коефіцієнта пористості з глибиною (рис.11) (Слюсаренко, 1990). Усереднені міцнісні характеристики ґрунтів приведено в Табл.3 (Слюсаренко, 1990).

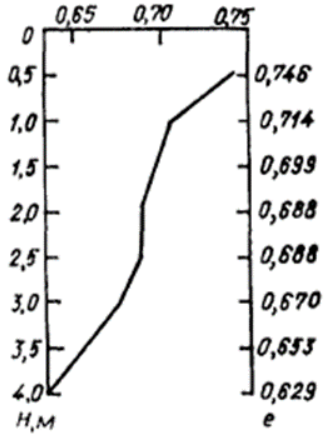


Рис.11. Графік розподілення значень коефіцієнту пористості по глибині для першої черги будівництва житлового масиву «Оболонь» (Слюсаренко, 1990).
Fig.11. Distribution of void ratio value from depth for the construction of the «Obolon» district (Слюсаренко, 1990).

Табл. 3. Середні значення характеристик намивних піщаних ґрунтів (Слюсаренко, 1990)
Table 3. Average values of hydraulic fill sandy soils characteristics (Слюсаренко, 1990)

Характеристика грунтів	Значення характеристик грунту при коефіцієнті пористості (у чисельнику вказані значення для піску середньої крупності, у знаменнику – для дрібного)		
	0.51…0.60	0.61…0.70	0.70…0.80
Питоме зчеплення С, МРа	0.002 0.004	0.001 0.002	0.000 0.001
Кут внутрішнього тертя φ, град	36 35	32 31	29 28
Модуль деформації Е, МРа	40 38	30 30	15 13

При виконанні контрольних бурових свердловин були виявлені масові випадки, коли під товщею намиву залягали гумусовані та заторфовані ґрунти. Це було пов'язано з якістю виконання підготовчих робіт. Тому для кожного нового об'єкту будівництва виконувались додаткові інженерно-геологічні вишукування.

ДОСЛІДНИЙ МАЙДАНЧИК 1

Як приклад, на новому будівельному майданчику були проведені інженерно-геологічні дослідження (рис. 12) (Szajna, 2019), (Sakharov, 2019).

На геологічному розрізі відображено, що нижче рівня ґрунтових вод знаходяться слабкі ґрунти, такі як торф, і залягають на окремих ділянках річкових відкладів із суглинками. В таких випадках можливе самоущільнення намивних ґрунтів і додаткове осідання внаслідок неповного ущільнення підстеляючих торф'янистих шарів ґрунту. Крім того, ґрунти, які залягають над і під торфом, можуть мати низькі механічні та деформаційні показники. Тому для підтвердження якості намивних та підстеляючих ґрунтів було проведено статичне (CPT) показано на Рис. 13, а та динамічне зондування ґрунтів, з використанням легкого зонду (DPL) показано на Рис. 13, b.

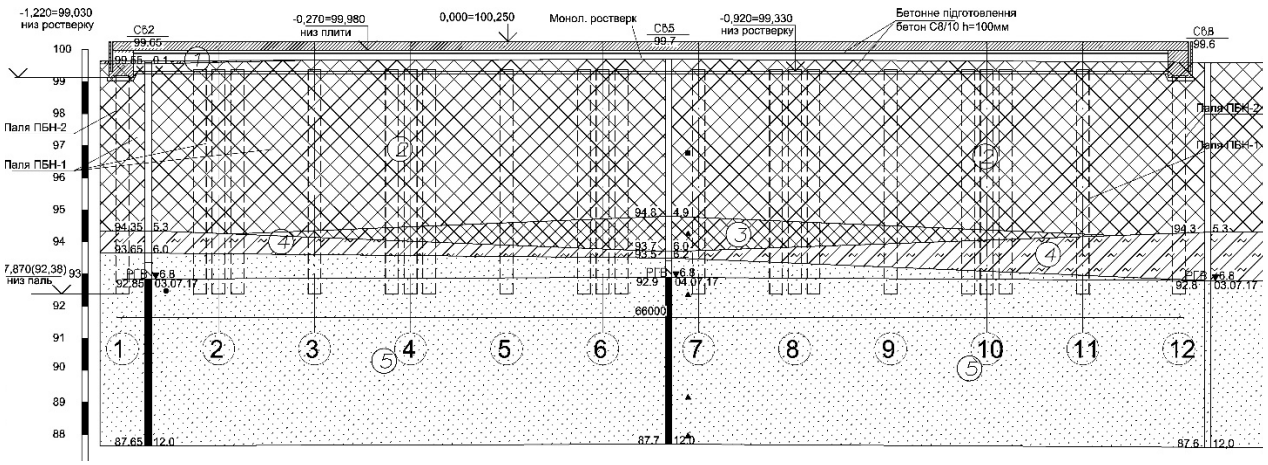


Рис.12. Геологічні умови дослідного майданчику 1: 1 – асфальт; 2 – намивний шар: пісок дрібний середньої щільності; 3 – намивний шар: пісок дрібний щільний; 4 – слабозаторфований суглинок; 5 – пісок дрібний середньої щільності та щільний

Fig.12. Geological conditions of "Pile-test" investigation site: 1 - asphalt; 2 - hydraulicking layer: medium density, fine sand; 3 - hydraulicking layer: dense fine sand; 4 - slightly peaty loam; 5 – medium density and dense fine sand

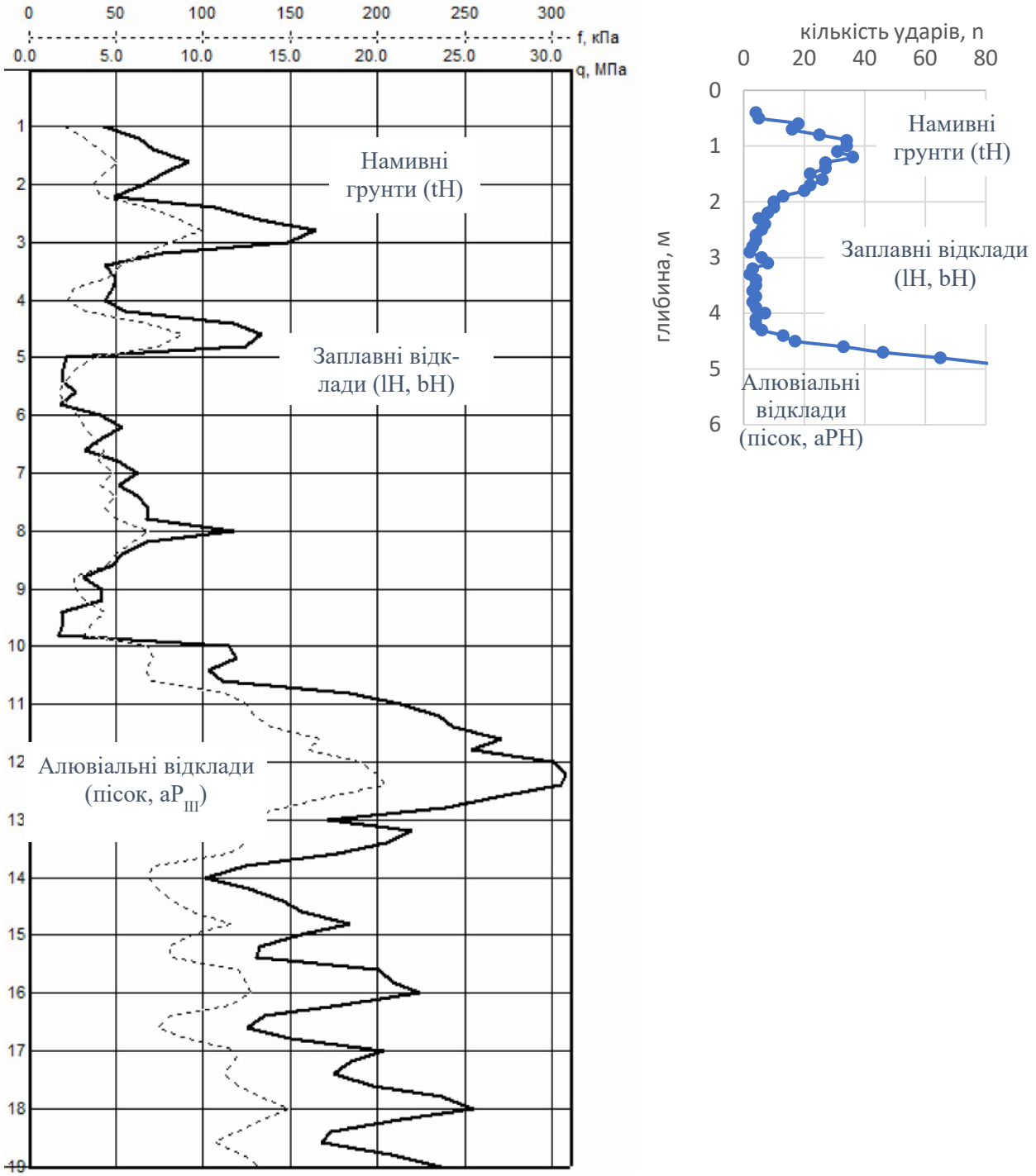


Рис.13. Польові випробування ґрунтів: a) CPT; b) DP (DPL)
Fig.13. Field tests of “Pile-test” investigation site: a) CPT; b) DP (DPL)

Результати зондування також підтверджують, що до глибини 1...1.5 м товща насипу характеризується підвищеною деформативністю (E = 12…15 МПа), а з глибиною якість пісків різко підвищується (E = 27...30 МПа). Товща алювіальних пісків (на глибинах 6...7 м) характеризується як абсолютно надійна за будівельними властивостями.

Результати зондування також підтверджують, що до глибини 1...1.5 м товща насипу характеризується підвищеною деформативністю (E = 12…15 МПа), а з глибиною якість пісків різко підвищується

(E = 27...30 МПа). Товща алювіальних пісків (на глибинах 6...7 м) характеризується як абсолютно надійна за будівельними властивостями.

ДОСЛІДНИЙ МАЙДАНЧИК 2

Додатково приведено результати інженерно-геологічних досліджень в межах тієї ж заплави.

Геологічна будова другої ділянки визначена до глибини 20 м від поверхні землі і представлена комплексом сучасних неоплейстоценових відкладень, що залягають зверху вниз показано на Рис. 14.

А) Голоценові відклади:

- ІГЕ-1 – намивні грунти (tH) потужністю близько 3,8 м. Коефіцієнт пористості e = 0,69, питоме зчеплення C = 0,002/0,001 МПа; кут внутрішнього тертя φ = 27/25 град; модуль деформації E = 17/16 МПа (у чисельнику значення природної вологості, у знаменнику при водонасиченні);

- ІГЕ-3 – кварцовий пісок, дрібний, щільний і середньої щільності, водонасичений, з наступними характеристиками: C = 0,002 МПа; φ = 30 град.; E = 26 МПа.

- ІГЕ-2а – супісок замулений: C = 0,005…0,007 МПа, φ = 13…15 град, E = 6…8 МПа;

- ІГЕ-2 - дрібний пухкий пісок з прошарками замулених супісків: C = 0,0005…0,001 МПа; φ = 23… 25 град; E = 10… 12 МПа, що не були видалені перед влаштуванням гідравлічного намиву.

Б) Плейстоценові відклади:

- ІГЕ-4 – пісок кварцовий, дрібний і середній, середньої щільності, водонасичений;

- ІГЕ-6 – пісок кварцовий, середньої крупності, щільний, водонасичений.

Дані ґрунти мають надійні характеристики для будівельних цілей, починаючи від індивідуальних будинків і невеликого тиску (100 кПа) на ґрунтову основу і закінчуючи висотними будинками з високими значеннями тиску (більше 300 кПа), характеристики: C = 0,003…0,005 МПа; φ = 32…37 град; E = 38…56 МПа.

Загалом наведені вище характеристики дослідної ділянки 2 відповідають значенням, наведеним у таблиці 3 раніше розглянутої дослідної ділянки. Подібна геологічна будова та характеристики ґрунтів приводяться в роботі В.І. Камінського (Bridges , 1989).

Інженерно-геологічні дослідження, що були проведені на другому дослідному майданчику і включали виконання випробувань ґрунтів статичним (CPT) показано на Рис. 15, a та динамічним зондуванням (DPL) показано на Рис. 15, b, підтвердили, що щільність алювіальних пісків залежить від властивостей намивних ґрунтів і шару, на який виконується намив.

Якщо намив відбувається на ґрунти із низькими значеннями механічних показників (ІГЕ-2, ІГЕ-2а) із замуленими супісками, то середня частина намивного шару ґрунту характеризується як пухка (рис. 15, b): q_s = 2,5 МПа, E = 7 МПа, e = 0,8. Це пов'язано зі слабким відтоком води після намиву внаслідок зниження гідродинамічної сили, як результат намивні ґрунти до глибини 1…1.5 м характеризуються підвищеними значеннями деформацій (E = 17/16 МПа).

Встановлено, що в корінних алювіальних відкладах нижче рівня води розмір частинок піщаного ґрунту (діаметр) збільшується з глибиною. Для алювіальних відкладів (пісок, aP_{III}) середній діаметр становить 0,7 мм, а для алювіальних відкладів (пісок, aP_{II}) середній діаметр становить 2,3 мм.

Динамічні випробування (DPL) показують, що для пісків середньої щільності кількість ударів зменшена (14 порівняно з 50), в той же час результати статичних випробувань (CPT) вказують, що значення q_s є більшим на 20 МПа. Як правило, в подібних ґрунтових умовах, при передачі значного навантаження на ґрунтову основу (більше 300 кПа або більше 2000 кН на колону), рекомендується використовувати фундаменти, що прорізають ґрунти, в яких виникають нерівномірні деформації, і заглиблюються в більш надійні. Для більш повного розуміння процесів, що відбуваються на намивних ґрунтах виконувався аналіз та спостереження деформацій збудованих будинків приведено на Рис. 16 (Слюсаренко, 1990). Так в результаті не зафіксованої в процесі виконання інженерно-геологічних вишукувань лінзи заторфованого суглинку

та глини під будівлю було запроектовано палі довжиною 4 м, перерізом 30×30 см. За рахунок невиявленої заторфованої лінзи середня частина будівлі зазнала тривалої деформації протягом 7 років, котрі досягли значення 9.8 см в середній частині та 2.3 см на її кутах.

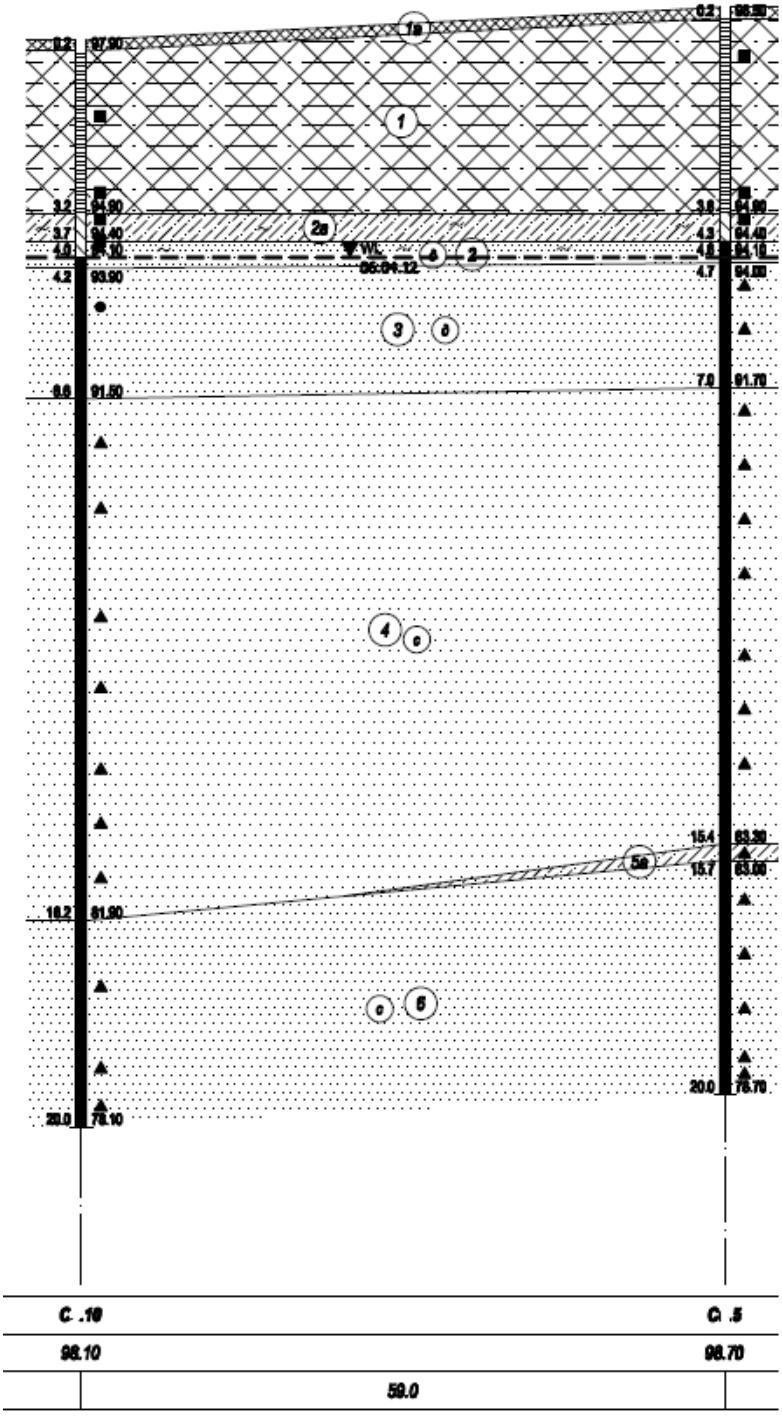


Рис.14. Геологічні умови другої ділянки дослідження: 1а – асфальт, 1 – намивні ґрунти, 2а – супісок замулений, 2 – дрібний пухкий пісок з прошарками замуленого суспіску, 3 – дрібний пісок середньої щільності, 4 – пісок середньої щільності середньої крупності.

Fig.14. Geological conditions of the second investigation site: 1a – asphalt, 1 – man-made layer of hydraulic fill soils, 2a –silted sandy loam, 2 – fine soft sand whith layers of silted sandy loam, 3 – medium density fine sand, 4 –medium density medium size sand.

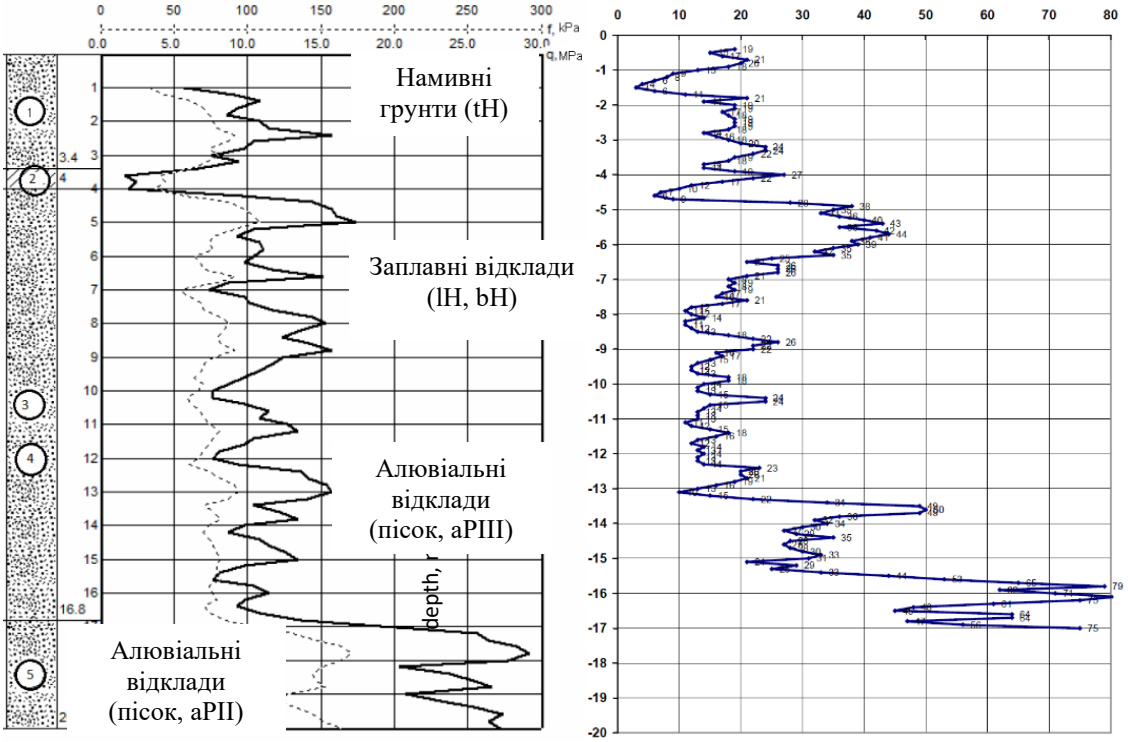


Рис.15. Результати польових випробувань ґрунтів на другому дослідному майданчику: a) CPT; b) DP (DPL).
Fig.15. Field tests results on the second investigation site: a) CPT; b) DP (DPL).

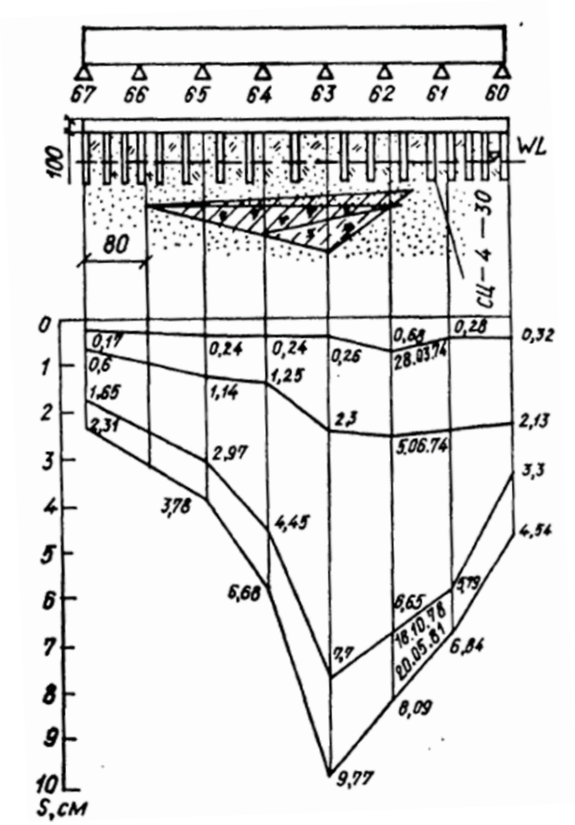


Рис.16. Деформації будівлі в часі.
Fig.16. House settlement in time.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Дослідні майданчики у геоструктурному відношенні належать до Дніпровсько-Донецької западини, та знаходяться на ділянці її примикання до Українського кристалічного щита.

В геоморфологічному відношенні район вишукувань відповідає пластово-акумулятивній рівнині, яка була сформована на поверхні палеоген-крейдових відкладів. В 70-х роках ХХ ст. за допомогою гідромеханізації дана територія була піднятою до непідтоплюваних позначок, що відповідають рівню плейстоценової надзаплавної тераси.

Встановлено, що в гідрографічному відношенні майданчики, на яких проводилися інженерні вишукування відноситься до басейну р. Дніпро і знаходиться на відстані 3.2 км від її русла.

Приведено основні варіанти та особливості технології намиву піщаних ґрунтів, формування геологічної будови ґрунтової товщі намивних територій.

Показано, що максимальні значення деформації товщі намивних піщаних ґрунтів завершуються через два місяці після початку намиву, при цьому зниження рівня ґрунтових вод відбувається більш ніж на три метри.

Приведено основні показники міцнісних показників ґрунтів намивної товщі та встановлено, що намивна товща у верхній частині (до 1.8 м) характеризується підвищеною деформативністю, а нижня (корінна) частина з глибини від 7.5 м є надійною основою фундаментів будівель та споруд. Середня частина ґрунтової товщі, що представлена намивними ґрунтами, характеризується підвищеними показниками фізико-механічних властивостей ґрунтів.

Аналіз деформацій будівель і споруд показує необхідність детального проведення інженерно-геологічних вишукувань для виявлення небажаних прошарків гумусованих та заторфованих ґрунтів, що відносяться до слабких, залягають на корінних відкладах річки, а також виконання статичного чи динамічного зондування по сітці із зменшеним кроком.

ЛІТЕРАТУРА

1. Малишев О.В., Ращенко А.М., & Диптан Т.В. (2021) Інженерна підготовка території в умовах залягання слабкого ґрунту. *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*, 43, 101-110. DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021
2. Sengupta, D.; Chen, R., & Meadows, M.E. (2018) Building beyond land: An overview of coastal land reclamation in 16 global megacities. *Appl. Geogr*. 90, 229–238. ISSN 0143-6228,
3. https://doi.org/10.1016/j.apgeog.2017.12.015.
4. Mojtahed-Zadeh, P. (2003). Security and territoriality in the Persian Gulf. *A maritime political geography*. London: Routledgecurzon.
5. Слюсаренко С.А., Степаненко Г.М., & Глотова М.А. (1984) Строительные свойства намывных песчаных грунтов территории УССР. Киев: НИИСП.
6. Слюсаренко С.А., Степаненко Г.П., Глотова М.А., & Новиков М.Ф. (1990) Проектирование и устройство фундаментов на намывных песчаных грунтах. Киев: Будивльнык.
7. Барщевский Н.Е. (1989) Геоморфология и рельефообразующие отложения района г.Киева. Киев. Наук. думка.
8. NVR. (2022, Березень 10) *Тектонічна будова України.* https://nrv.org.ua/tektonichna-budova-ukrayiny/
9. Авіаційна метеорологічна станція Рівне. (2014, Квітень 17) *Рельєф України*. https://pogoda.rovno.ua/relief-ukrayini
10. Szajna, W, Sakharov, V, & Boyko, I (2019). Pile tests – 2019. Geotechnical characteristics of the site. *Proceedings of Third International Conference "Challenges in Geotechnical Engineering"*, 10–13, 43-48.
11. Sakharov, V, Szajna, W, & Boyko, I, (2019). In situ Pile tests – 2019 project. Methodology and results. *Proceedings of Third International Conference "Challenges in Geotechnical Engineering"*, 10–13, 49-50.
12. Bridges E. M. (1989) Soils in the urban jungle. *Geografical magaz*, 61, 1-4.
13. Ball D.F., & Williams W.M. (1974) Soil development on coastal dunes at Holkham, Norfolk, England. *Transactions of the 10th international Congress of Soil Science*, 6, 380-386.
14. 13.Dredgers production in ukraine. Sand alluvium and mining. https://dredger.com.ua/en/uslugi-zemsnaryada/namyv-i-dobycha-peska/
15. Geomini. *Луга. Намыв песка.* https://geomini.ru/project/luga-namiv-peska/

16.Парникоза И.Ю. (2013) Киевские острова и прибрежные урочища на Днепре – взгляд сквозь века.
17.https://www.myslenedrevo.com.ua/ru/Sci/Kyiv/Islands/Nature/1-2-HistBud.html

REFERENCES

1. Malyshev O.V., Rashchenko A.M., & Dyptan T.V. (2021) Inzhenerna pidhotovka terytoriyi v umovakh zalyahannya slabkoho hruntu [Engineering preparation of the territory in conditions of weak soil]. Osnovy ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyy zbirnyk, 43, 101-110 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021
2. Sengupta, D.; Chen, R., & Meadows, M.E. (2018) Building beyond land: An overview of coastal land reclamation in 16 global megacities. *Appl. Geogr*. 90, 229–238.
3. https://doi.org/10.1016/j.apgeog.2017.12.015.
4. Mojtahed-Zadeh, P. (2003). Security and territoriality in the Persian Gulf. *A maritime political geography*. London: Routledgecurzon.
5. Slyusarenko S.A., Stepanenko G.M., & Glotova M.A. (1984) Stroitel'nyye svoystva namyvnykh peschanykh gruntov teritorii USSR [Construction properties of alluvial sandy soils of the territory of the Ukrainian SSR]. Kyiv: NIISP (in Russian).
6. Slyusarenko S.A., Stepanenko G.P., Glotova M.A., & Novikov M.F. (1990) Proyektirovaniye i ustroystvo fundamentov na namyvnykh peschanykh gruntakh [Design and installation of foundations on alluvial sandy soils]. Kyiv. Budivelnyk (in Russian).
7. Barshchevskiy N.Ye. (1989) Geomorfologiya i rel'yefoobrazuyushchiye otlozheniya rayona g.Kiyeva [Geomorphology and relief-forming deposits of the Kiev region]. Kiyev. Nauk. dumka (in Russian).
8. NVR. *Tektonichna budova Ukrayiny.* [NVR. Tectonic structure of Ukraine] (in Ukrainian). https://nrv.org.ua/tektonichna-budova-ukrayiny/
9. Aviatsiyna meteorolohichna stantsiya Rivne. *Rel'yef Ukrayiny.* [Aviation meteorological station Rivne. *Relief of Ukraine*] (in Ukrainian). https://pogoda.rovno.ua/relief-ukrayini
10. Szajna, W, Sakharov, V, & Boyko, I (2019). Pile tests – 2019. Geotechnical characteristics of the site. *Proceedings of Third International Conference "Challenges in Geotechnical Engineering"*, 10–13, 43-48.
11. Sakharov, V, Szajna, W, & Boyko, I, (2019). In situ Pile tests – 2019 project. Methodology and results. *Proceedings of Third International Conference "Challenges in Geotechnical Engineering"*, 10–13, 49-50.
12. Bridges E. M. (1989) Soils in the urban jungle. *Geografical magaz*, 61, 1-4.
13. Ball D.F., & Williams W.M. (1974) Soil development on coastal dunes at Holkham, Norfolk, England. *Transac- tions of the 10th international Congress of Soil Science*, 6, 380-386.
14. 13.Dredgers production in ukraine. Sand alluvium and mining. https://dredger.com.ua/en/uslugi-zemsnaryada/namyv-i-dobycha-peska/
15. Geomini. *Luga. Namyv peska* [Geomini. *Meadows. Sand accumulation*] (in Russian). https://geo-mini.ru/project/luga-namiv-peska/
16. Parnikoza I.YU. (2013) Kiyevskiye ostrova i pribrezhnyye urochishcha na Dnepre – vzglyad skvoz' veka [Kyiv Islands and Coastal Tracts on the Dnieper – a View Through the Centuries] (in Russian). https://www.myslenedrevo.com.ua/ru/Sci/Kyiv/Islands/Nature/1-2-HistBud.html

Geological structure of the Dnipro River floodplain areas

Oleg MALYSHEV
Andrii RASHCHENKO
Tetiana DYPTAN

Summary. In today's conditions of the country's development, cities and suburban areas are being built up at a rapid pace, which causes its shortage, especially in cities with a large population. In such conditions, one of the possible solutions for the development of the city is the development of previously unsuitable areas that can be used for construction. Such areas include territories cut by ravines, gullies, wetlands or floodplains, which are flooded with water during floods. Due to the presence of water bodies near the indicated territories, it is possible to protect them from flooding by raising the absolute marks of their surface to non-flooded ones by using alluvial soil by means of hydromechanization. The properties of such new man-made formations differ significantly from natural ones, and sandy soils are used as alluvial soil. In this way, a large number of territories have been created in different countries of the world: Dubai, Japan, China, the USA, etc., which indicates the effectiveness of this method and its practical significance.

The article highlights the features of the tectonic structure, geological and geomorphological zoning of the territory of the city of Kyiv. Much attention is paid to the floodplain areas of the Dnieper River, which were formed by alluvial.

Such sites were created, as a rule, for new construction and were built up quite quickly with low-rise buildings, the basis for which was alluvial soils. The engineering and geological studies of the sites after alluvial soils and the observation of deformations of the base over time allowed us to establish the basic patterns and rules of construction in such territories.

Today, the development of the city actively covers areas created by alluvial soils, on which high-rise buildings, shopping centers, and other buildings are being actively built, the loads from which must be transferred to reliable base. However, depending on the properties of the alluvial soils themselves and the quality and preparation of the base on which they are laid, different types of foundations can be used, the decision on their design is made in each individual case, taking into account the number of floors and the type of buildings or structures.

Keywords. Floodplain, flood, hydroalluvium, alluvial deposits, alluvial soils, deformations, compaction, consolidation.

Регресійна модель для визначення несучої здатності бурових паль методом вдавлюючого ударного навантаження (Dynamic Load Testing)

Олександр САМОРОДОВ[1], Сергій ТАБАЧНІКОВ[2], Євген ГЕРАСИМОВИЧ[3],

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова
17, вул. Чорноглазівська, Харків, Україна, 61002,
Приватне підприємство «Пайл Тест Сістемс»
4/72, вул. Європейська, Харків, Україна, 61145,
[1]osamorodov@ukr.net, orcid.org/0000-0003-4395-9417
[2]s.v.tabachnikov@ukr.net, orcid.org/0000-0002-2619-8612
[3]piletestsystems.gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.227-242

Анотація. У статті проаналізовано досвід впровадження в Україні інноваційного методу вдавлюючого ударного навантаження (міжн. назва – Dynamic Load Testing (DLT) при випробуванні ґрунтів натурними палями, який базується на принципах хвильової теорії удару. Показано переваги і недоліки даного методу випробувань для різних видів паль і вказано проблеми, які виникають при випробуванні грунтів буровими палями, особливо буроін'єкційними. Вперше запропоновано використання статистичних методів для побудови регресійної моделі, що визначає несучу здатність паль на підставі паралельних випробувань ґрунтів палями методами статичного вдавлюючого навантаження (міжн. назва – Static Load Testing, SLT) та ударного (динамічного) вдавлюючого навантаження (DLT). Сформовано та визначено фактори, що суттєво впливають на механіку взаємодії палі з ґрунтовою основою при випробуванні грунтів палею методом DLT. Розроблено моделі множинної лінійної регресії для визначення граничного опору та несучої здатності за пружною деформацією бурових паль на підставі результатів випробування методом вдавлюючого ударного навантаження (DLT) для прогнозування залежності «навантаження – осідання», що є необхідним при проєктуванні пальових фундаментів. Проведено кореляційний та регресійний аналіз запропонованих моделей; вказано перспективи їх удосконалення. На даному етапі розробки кореляційних моделей маємо достатньо високі статистичні результати оцінювання, які вказують на технічно коректні моделі із сильними зв'язками між змінними та високою статистичною значимістю. У 2024-2025 роках на реальному об'єкті будівництва при випробуванні паль методом DLT запропоновані моделі пройшли апробацію, де відхилення визначених величин F_e та F_u для буроін'єкційних паль було у межах 5% від величин, що були визначенні за допомогою метода статичного вдавлюючого навантаження (SLT).

Ключові слова. паля, буроін'єкційна, буронабивна, випробування, метод, навантаження, динамічне, ударне, регресійна модель, кореляція, несуча здатність палі.

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

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

Євген ГЕРАСИМОВИЧ
директор, головний інженер
приватного підприємства
«Пайл Тест Сістемс»
(ексклюзивний представник в Україні компанії Allnamics, Нідерланди)

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У країнах ЄС, США тощо для визначення несучої здатності дослідних паль широко застосовується та нормується один із методів динамічного навантаження - метод вдавлюючого ударного навантаження (міжн. назва – Dynamic Load Testing (DLT) (ASTM D 4945-16; ISO 22477-4:2018), що базується на принципах хвильової теорії удару. Суть методу полягає у тому, що випробування палі виконується серією ударних впливів для отримання експериментальних параметрів поширення хвилі напруження, що рухається уздовж ствола палі від голови палі до низу палі та у зворотному напрямку. Біля голови палі параметри хвилі фіксуються за допомогою спеціальних датчиків для вимірювання напружень та прискорень. Після цього, на підставі теорії розповсюдження ударної хвилі у одновісному прямолінійному стрижні, що розташований у квазіпружному середовищі, за допомогою програмного забезпечення проводиться обробка експериментальних даних з інтерпретація отриманих результатів у вигляді прогнозованої залежності осідання голови палі від дії умовного статичного навантаження та граничної несучої здатності палі (Manual “Allnamics-PDA/DLT. Monitoring and Reporting. Pile Driving Analysis and Dynamic Load Testing”, 2018).

Сьогодні метод вдавлюючого ударного навантаження (DLT) не нормується в Україні. Однак, починаючи з 2019 року, компанія ПП «Пайл Тест Сістемс» (м. Харків, Україна) при науковому супроводі д.т.н., проф. Самородова О.В. та к.т.н., доц. Табачнікова С.В. успішно проводить випробування грунтів різними видами паль методом DLT (Samorodov and oth, 2022) показано на Рис. 1.

Рис.1. Загальні види процесу підготовки та проведення випробування грунтів буровими палями методом DLT в Україні

Fig.1. Photos showing the test setup and test procedures to test piles using drilled piles according to the DLT method in Ukraine

Для випробувань застосовуються датчики та сучасне обладнання компанії Allnamics (Нідерланди). Реєструюче обладнання включає датчики PDA-Strain Sensor та PDA-Acceleration Sensor, які поєднані в єдиний вимірювальний прилад, реєстратор даних PDR-System і спеціалізований комп’ютер з ексклюзивним програмним забезпеченням (Manual “Allnamics-PDA/DLT. Monitoring and Reporting. Pile Driving Analysis and Dynamic Load Testing”, 2018) фірми Allnamics (Нідерланди) показано на Рис. 2.

Рис.2. Датчики та реєструюче обладнання
Fig.2. Sensors and recording equipment

Сигнали, що надходить від вимірювальних приладів під час проходження ударної хвилі, обробляються за допомогою спеціального програмного забезпечення на комп'ютері. Нижче, на Рис. 3-5 наведено приклади деяких отриманих результатів для реальних бурових паль у вигляді графіків.

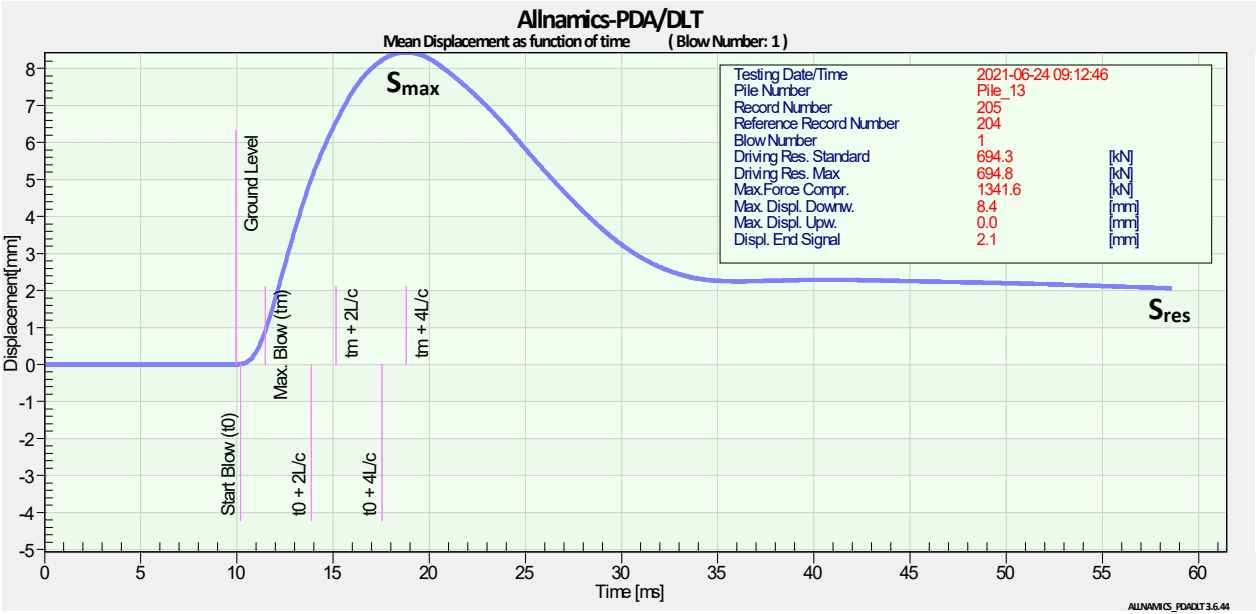


Рис.3. Графік залежності вертикальної деформації голови палі у часі від ударного впливу
Fig.3. Graph of the vertical deformation of the pile head against time after the impact

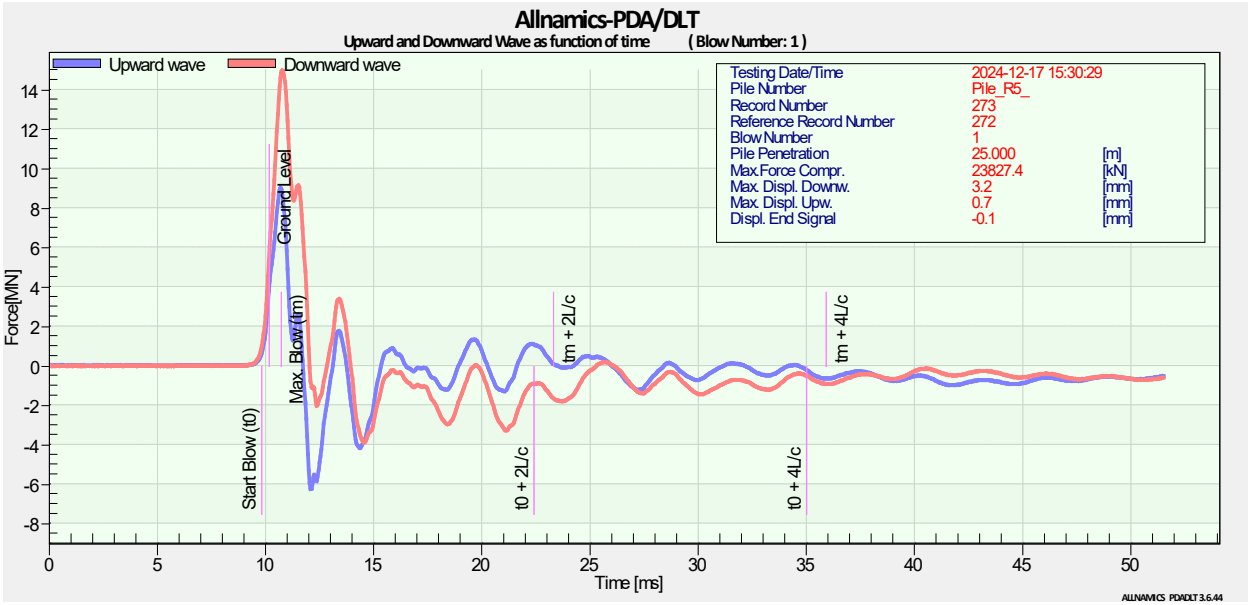


Рис.4. Розповсюдження низхідної (Downward) та висхідної (Upward) ударної хвилі по довжині палі у часі від ударного впливу

Fig.4. Graph of the propagation of the downward and upward impact waves over the length of the pile against time after the impact

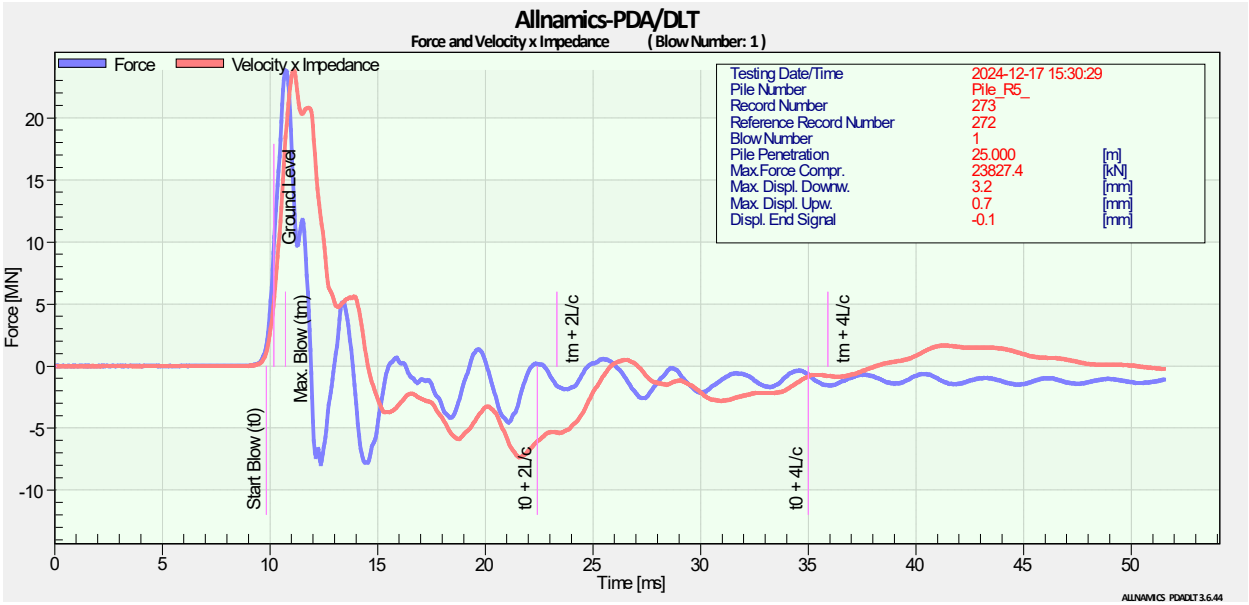


Рис.5. Розповсюдження низхідної ударної хвилі по довжині палі та її швидкість у часі від ударного впливу (після обробки експериментальних даних)

Fig.5. Graph of the propagation of the downward impact wave and its velocity over the length of the pile against time after the impact (after processing the experimental data)

Після обробки отриманих сигналів у програмному забезпечені Allnamics, що потребує значного втручання висококваліфікованого спеціаліста, отримані результати представляються у вигляді прогнозованої залежності осідання голови палі від дії умовного статичного вертикального вдавлюючого навантаження наведено на Рис. 6.

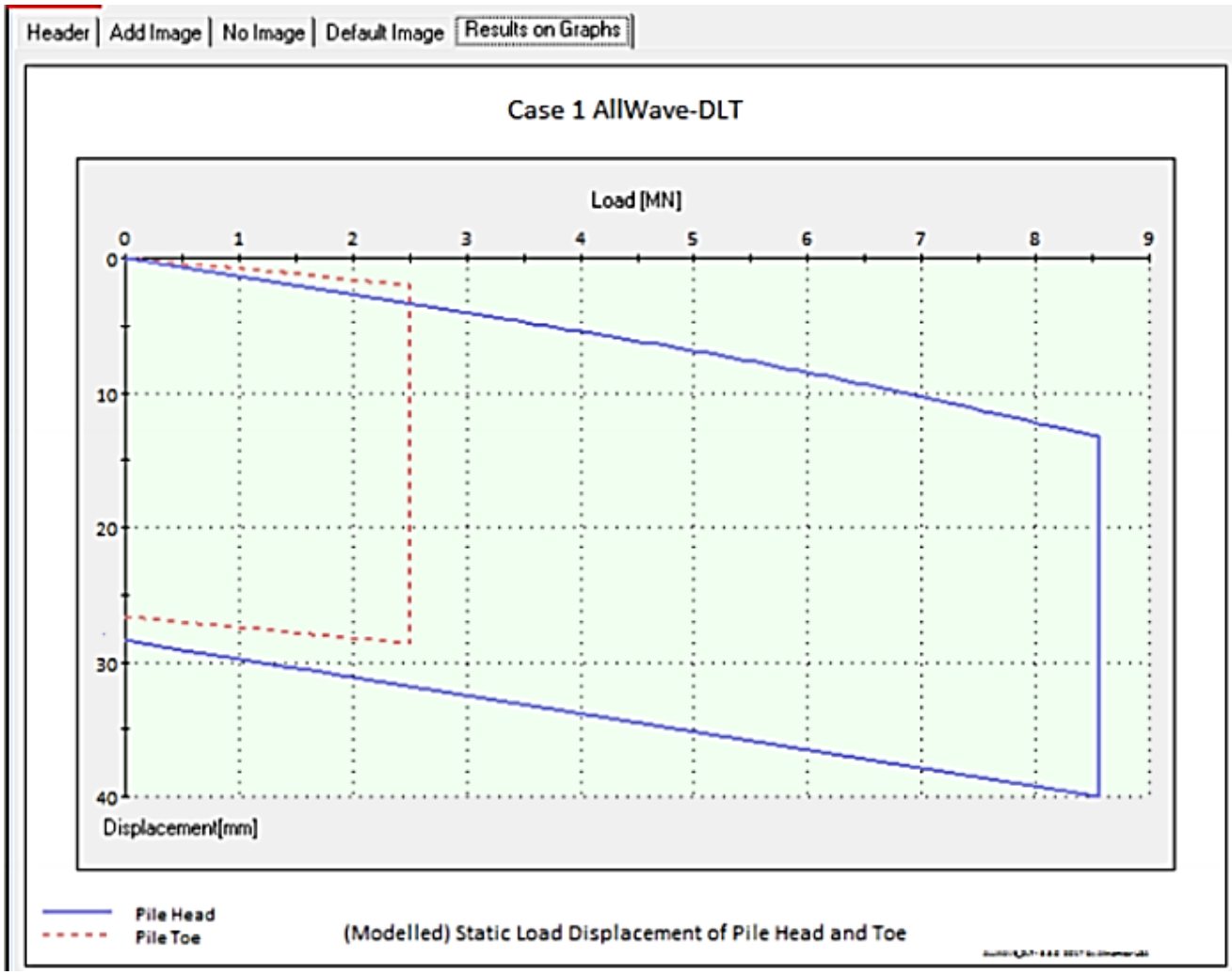


Рис.6. Прогнозована залежність осідання палі від вертикального вдавлюючого статичного навантаження F

Fig.6. Predicted relationship between the settlement of the pile and the vertical downward static load F

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Історія становлення та розвитку випробування паль за допомогою методу, що заснований на теорії розповсюдження хвилі напружень у палі від удару бере свій початок ще з 1931 року XX століття, про що ретельно описано у статті видатного голландського інженера та новатора Пітера Міддендорпа (Middendorp, 2022).

Сьогодні інновації та проблеми застосування подібних методів випробувань обговорюються та вирішуються на спеціалізованій міжнародній конференції (International Stress Waves Conference), що проводяться кожні 3 роки під егідою міжнародної геотехнічної організації ISSMGE (www.issmge.org). Особливістю цих конференцій, крім демонстрації нового обладнання тощо, є апробація приладів та обладнання різних виробників для випробування грунтів палями та порівняння результатів при інших рівних умовах, що проводяться на спеціально підготовленому демонстраційно-дослідному майданчику приведено на Рис. 7.

Рис.7. Фото демонстраційно-дослідного майданчику в м. Роттердамі (Нідерланди) у рамках проведення 11-тої міжнародної конференції (вересень, 2022 р.)

Fig.7. A photo of a demonstration and research site in Rotterdam, the Netherlands during the 11th International Conference (September, 2022)

Для аналітичного або наближеного чисельного розв'язку диференціального рівняння хвильового процесу при одномірному поширенні хвилі напружень у палі застосовуються наступні методи (Middendorp P. and Van Weele A., 1986; Phan Ta Le, 2013):

1. Метод Сміта (Smith's method) – чисельний метод, який використовується для моделювання динамічного навантаження на палю.

2. Метод характеристик (Method of characteristics) – це загальніший аналітичний метод у математиці для розв'язання квазілінійних рівнянь з частинними похідними першого порядку. Він дозволяє звести рівняння до звичайних диференціальних рівнянь уздовж характеристичних ліній.

3. Скінченно-різницева схема (Finite difference scheme) – чисельний підхід, що дискретизує рівняння хвилі та використовується для його розв'язання.

Тут слід відмітити, що компанія Allnamics для аналізу експериментальних даних використовує аналітичний метод – метод характеристик (Manual "Stress Wave Theory", 2019), який реалізований в їхньому ексклюзивному програмному забезпеченні.

Так як метод DLT базується на теорії розповсюдження хвилі напружень у одновісному прямолінійному стрижні, що розташований у квазіпружному середовищі, то при проведені випробувань вимагається постійний поперечний переріз палі по довжині та фізико-механічна однорідність матеріалу палі: модуль пружності E та щільність ρ. В інших випадках (див. рис. 8) (Трощинський, 2021), якість сигналів знижується, що ускладнює їх обробку та призводить до суттєво різних суб'єктивних результатів при інших рівних умовах.

Рис.8. Дефектні буроін'єкційні палі, що були виконані з рівня денної поверхні, на будівельних майданчиках у м. Києві

Fig.8. Defective CFA piles that were drilled from the ground level at construction sites in Kyiv

Наприклад, компанією Allnamics (Manual "AllWave-DLT. Signal Matching Software. Allnamics Pile", 2019) наведено діаграму на Рис. 9, яка показує, що для однієї забивної палі прогнозована гранична несуча здатність (F_u^{DLT}) за методом DLT на підставі отриманих сигналів від різних датчиків, відповідного реєструючого обладнання та програмного забезпечення оцінена по різному та має значення, що можуть відрізнятися до 20% від величини F_u^{SLT}, яка отримана методом SLT (статичного навантаження). Причому, завищені значення F_u^{DLT} отримані лише користувачем 5, що вказує на явну суб'єктивність отриманих результатів. Тобто, на підставі даних наведеної діаграми на Рис. 9 без врахування результатів користувача 5, можна обґрунтовано призначати величину F_u. Тому закордонні норми проєктування обґрунтовано вводять коефіцієнт надійності γ_k=1,2 для призначення розрахункового навантаження на палі N, що також відповідає національним нормам (Зміна №1 до ДБН В.2.1-10-2009, 2011) при визначенні N за результатами випробування паль методом статичного вдавлюючого навантаження, тобто для забивних паль надійність методу DLT прирівнюється до методу SLT.

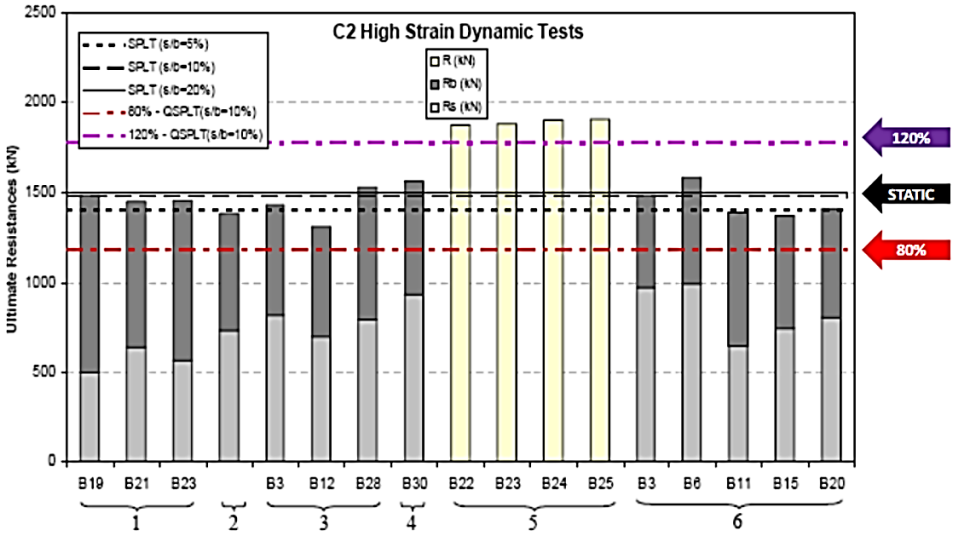


Рис.9. Діаграма порівняння прогнозованих граничних несучих здатностей F_u^{DLT} (Ultimate Resistances) для забивної (driven) палі методом DLT

Fig.9. Chart comparing the predicted ultimate resistances F_u^{DLT} for a driven pile according to the DLT method

Також компанією Allnamics (Manual "AllWave-DLT. Signal Matching Software. Allnamics Pile", 2019) наведено діаграму на Рис. 10, яка показує, що для однієї буроін'єкційної палі прогнозована гранична несуча здатність палі (F_u^{DLT}) за методом DLT на підставі отриманих сигналів від різних датчиків, відповідного реєструючого обладнання та програмного забезпечення оцінена по різному та має значення, що до 100% відрізняються від величини F_u^{SLT}, яка отримана методом SLT (статичного навантаження). Особливо слід звернути увагу на те, що на підставі сигналів B3 користувач 1 отримав величину граничної несучої здатності палі $F_u^{DLT} \approx 700$кН, а користувач 6 на підставі сигналу B4 отримав в 3 (три) рази більше значення $F_u^{DLT} \approx 2100$кН.

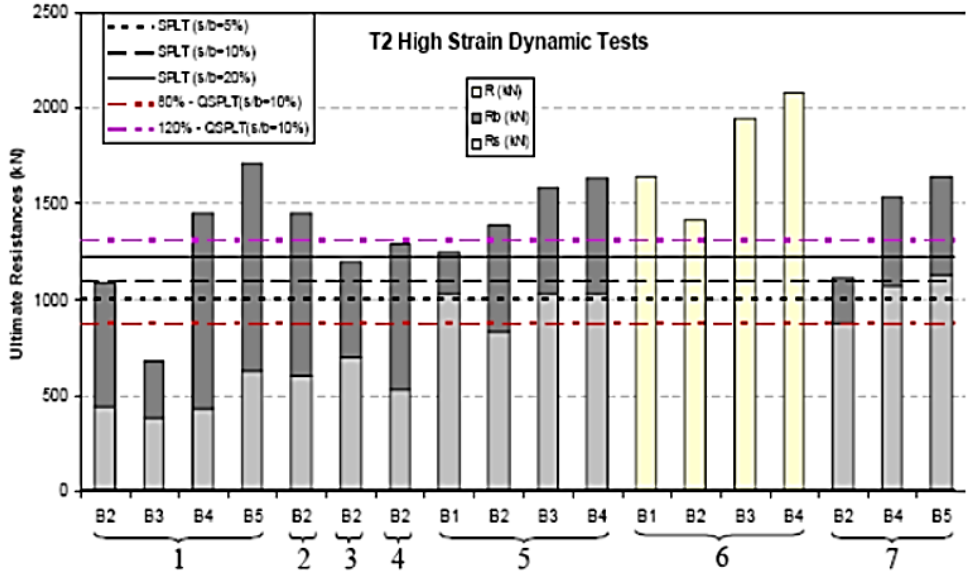


Рис.10. Діаграма порівняння прогнозованих граничних несучих здатностей F_u^{DLT} (Ultimate Resistances) для буроін'єкційної (CFA) палі за методом DLT

Fig.10. Chart comparing the predicted ultimate resistances F_u^{DLT} for a CFA pile according to the DLT method

Вищенаведене вказує та підтверджує, що метод DLT є непрямим методом, але достатньо надійним саме для забивних паль, для яких можливо забезпечити у заводських умовах постійний поперечний переріз палі по довжині та фізико-механічну однорідність матеріалу палі. Крім того, забивні палі, мають відносно низьку несучу здатність (до F_u=1500кН), тому при ударі молотом, як правило, повністю реалізуються (мобілізуються) сили опору ґрунтової основи.

Що стосується бурових паль, то недоліком для випробування методом DLT є «невитриманість» поперечного перетину (див. рис. 8) та «неоднорідність» фізико-механічних властивостей бетону по їх довжині, виходячи з особливостей влаштування бурових паль та нашарувань грунтів. До того ж, бурові палі, як правило, мають високі значення граничного опору палі по ґрунту (в основному, F_u=2000÷10000кН, але бувають F_u≥20МН), що унеможливлює повну мобілізацію сил опору ґрунту від удару молотом, вагу якого рекомендується приймати не менше ніж 2% від потенційного величини F_u. Тому, вказаний недолік суттєво впливає на якість сигналів, що реєструються, а високе значення граничного опору бурових паль F_u – ускладнює прогнозування цієї величини методом DLT.

МЕТА РОБОТИ

Метою даної роботи є розробка моделей множинної лінійної регресії для визначення граничного опору та несучої здатності за пружною деформацією бурових паль на підставі результатів випробування методом вдавлюючого ударного навантаження (DLT).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Пропонується розглянути методичний підхід до створення регресійних моделей для прогнозування не тільки граничного опору бурової палі (F_u), а й для визначення її несучої здатності за пружною деформацією (F_e) для побудови графіка залежності «навантаження, F – осідання, S», який є необхідним при проєктуванні пальових фундаментів. На Рис. 11 для наочності представлено кінцевий результат використання запропонованих регресійних моделей: графік прогнозованої залежності «F-S» для реальної палі, що була випробувана у 2024 році інноваційним в Україні методом ударного вдавлюючого навантаження (DLT).

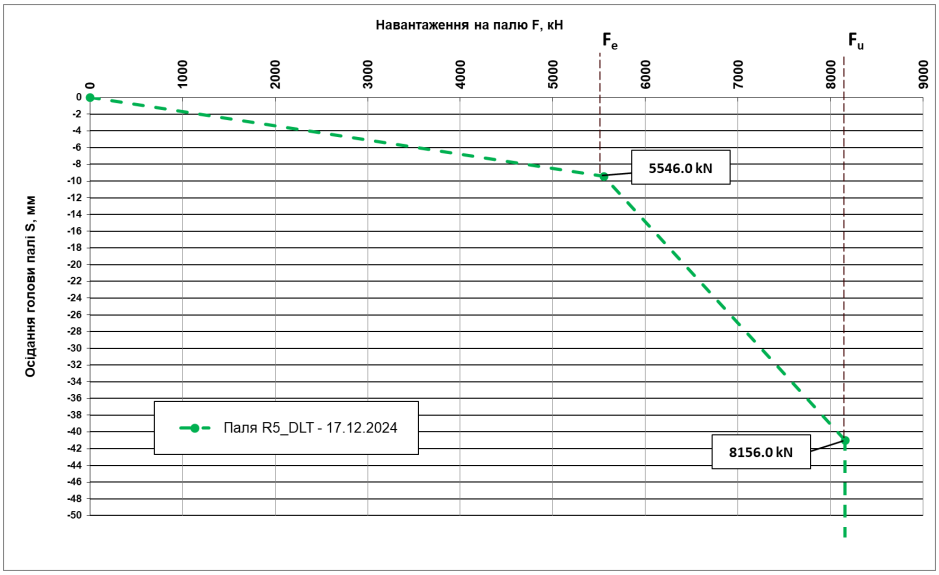
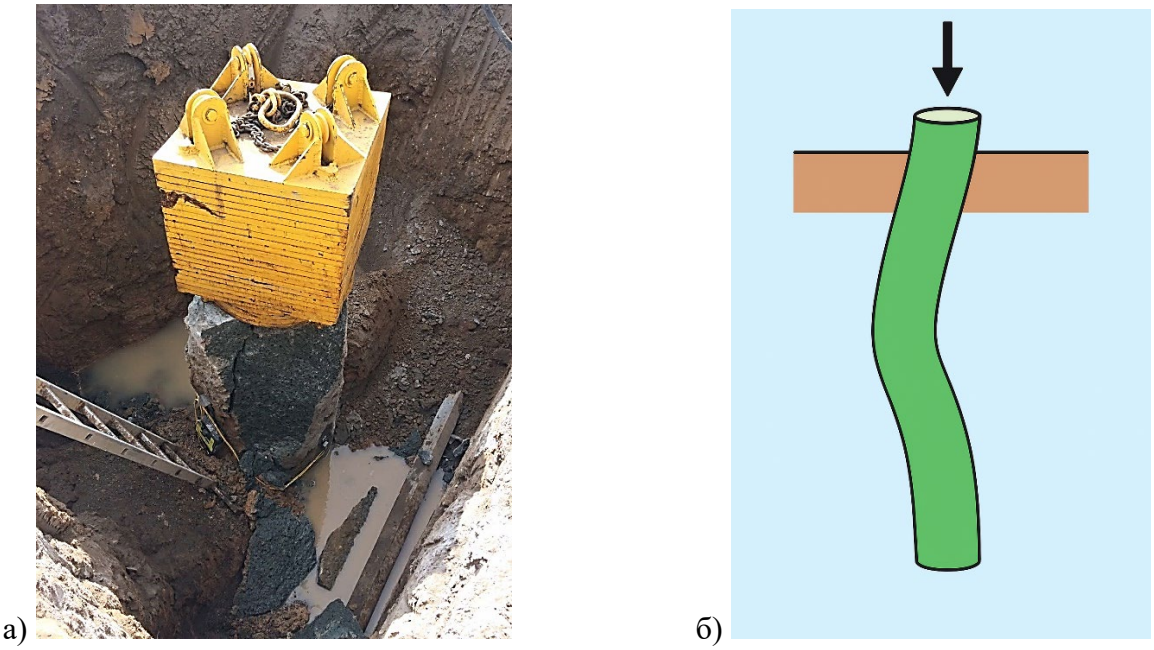


Рис.11. Прогнозована залежність осідання палі S від вдавлюючого статичного навантаження F
Fig.11. Predicted relationship between the settlement of the pile S and the downward static load F

Насамперед, слід висунути наступну гіпотезу при випробуванні палі методом DLT: відносно мала вага падаючого молоту (у порівнянні з граничною несучої здатністю палі по ґрунту F_u) миттєво не передає напруження уздовж всього ствола палі, тому деформується лише частина ствола палі по довжині, уздовж якої виникає пружна деформація S_{max} (див. рис. 3). Залишкова деформація S_{res} (Residual deformation) (див. рис. 3) пов'язана з деформацією масиву ґрунту при його ущільненні навколо палі від динамічного впливу, що «тягне» палю вниз під дією довантажувальних сил тертя ґрунту.

Тут слід також додати, що спроба мобілізувати більше сил опору ґрунтової основи палі за допомогою збільшення ваги молоту або підвищення висоти його скидання, насамперед, може призвести до негативних наслідків: втрати міцності локальних зон бетону голови палі приведено на Рис. 12, а), що значно знижує якість реєстрованих сигналів чи, взагалі, втрату стійкості ствола палі на Рис. 12, б.



а) б)

Рис.12. Можливі проблеми, що пов'язані з використанням методу DLT: а) втрати міцності локальних зон бетону палі; б) втрата стійкості ствола палі

Fig.12. Possible issues arising from using the DLT method: (a) loss of strength in localized areas of the concrete of a pile; (b) loss of stability of the pile shaft

Тому пропонується побудова регресійних моделей, що базуються на результатах паралельних випробувань грунтів різними буровими палями методами статичного (Static Load Testing (SLT) та ударного (динамічного) навантажень (Dynamic Load Testing (DLT).

Методичний підхід до створення регресійних моделей полягає в реалізації послідовних етапів:

1. Формування факторів (предикатів), що мають вплив на механіку взаємодії палі з ґрунтовою основою при випробуванні грунтів палею методом ударного вдавлюючого навантаження (DLT), де паля сприймає динамічне (імпульсне, ударне) навантаження при скиданні на палю вільно падаючого молоту, вагою P значно меншою (≤2%) за граничну несучу здатність палі F_u (див. рис. 1, 12).

2. Визначення факторів (предикатів), що суттєво впливають на визначення несучої здатності палі за пружними деформаціями F_e та граничної несучої здатності палі F_u.

3. Статистичний аналіз створених регресійних моделей.

Багатовимірну регресійну модель або модель множинної регресії (далі, регресійну

модель) в загальному вигляді можна записати наступним чином (Sachs, 1972):

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + \beta_2 X_{i2} \ldots + \beta_p X_{ip} + \varepsilon_i, \quad (1)$$

$i=1,\ldots,n,$

де Y_i – залежна змінна в спостереженні;

X_{ip} – незалежна змінна (фактор, предиката або регресор) в спостереженні;

β_0 – вільний член;

$\beta_1, \beta_2 \ldots \beta_p$ – коефіцієнти регресії для $X_{i1}, X_{i2} \ldots X_{ip}$;

ε_i – залишок у спостереженні (похибка моделі).

При побудові регресійної моделі для наочності введемо позначення факторів (див. рис. 11, 13):

F_e (див. рис. 11) позначимо як першу залежну змінну Y – несуча здатність палі за пружними деформаціями за результатами польових випробувань методом SLT (умовна межа лінійної залежності між вертикальним навантаженням на палю F та її осіданням S, прийнятий нами $S \approx 0{,}01d$, де d – діаметр палі, м), кН;

F_u (див. рис. 11) позначимо як другу залежну змінну Y – граничний опір палі за результатами польових випробувань методом SLT (втрата стійкості ґрунтової основи від вертикального навантаження на палю F, зазвичай, при осіданні $S \approx 0{,}05d$ (Самородов, 2018), де d – діаметр палі, м), кН;

DW (Downward Wave, див. рис. 4) позначимо як незалежну змінну X_1 – низхідна ударної хвилі, кН;

UW (Upward Wave, див. рис. 4) позначимо як незалежну змінну X_2 – висхідна ударної хвилі, кН;

$\frac{l}{d}$ (див. рис. 13) позначимо як незалежну змінну X_3 – співвідношення довжини палі l у ґрунті до її діаметру d, од.;

S_{max} (див. рис. 3) позначимо як незалежну змінну X_4 – максимальна деформація голови палі від ударного впливу, м.;

S_{res} (див. рис. 3) позначимо як незалежну змінну X_5 – залишкова деформація голови палі після ударного впливу, м.;

G_s (див. рис. 13) позначимо як незалежну змінну X_6 – жорсткість системи «паля - ґрунтова основа» з нехтуванням жорсткості палі, кН, яка визначається за формулою:

$$G_s = G_f + G_b, \quad (2)$$

де G_f – середня жорсткість на зсув ґрунтової основи в межах бічної поверхні палі, кН, що дорівнює:

$$G_f = \pi \cdot d \cdot l \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (3)$$

де G_i – модуль зсуву i-го шару ґрунту в межах бічної поверхні палі, кПа, що дорівнює:

$$G_i = \frac{E_i}{2(1+\nu_i)}, \quad (4)$$

E_i – модуль деформації i-го шару ґрунту, кПа;

ν_i – коефіцієнт поперечної деформації i-го шару ґрунту, од.;

h_i – товщина i-го шару ґрунту, м;

G_b – жорсткість на зсув ґрунтової основи під підошвою палі, кН, що дорівнює:

$$G_b = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{E_b}{2(1+\nu_b)}, \quad (5)$$

де E_b – модуль деформації ґрунту під підошвою палі, кПа;

ν_b – коефіцієнт поперечної деформації ґрунту під підошвою палі, од.;

d – діаметр палі або її розширення $D=d$, м, згідно зі схемою на рис. 13;

F_b (див. рис. 13) позначимо як незалежну змінну X_7 – гранична несуча здатність ґрунтової основи під підошвою палі, кН, що дорівнює:

$$F_b = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \left(N_\gamma \cdot \gamma_b \cdot \frac{d}{2} + N_q \cdot q + N_c \cdot c_b \right), \quad (6)$$

де N_γ, N_q, N_c – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту φ_b під підошвою палі, од., та визначаються згідно з рішенням проф. В.Г. Березанцева;

$d(D)$ – діаметр палі або її розширення, м, згідно зі схемою на рис. 13;

γ_b – питома вага грунту під підошвою палі, кН/м^3;

q – вертикальне навантаження у рівні підошви палі від власної ваги масиву ґрунту з урахуванням виважуючої дії ґрунтових вод, кПа;

c_b – питоме зчеплення ґрунту під підошвою палі, кН/м^2.

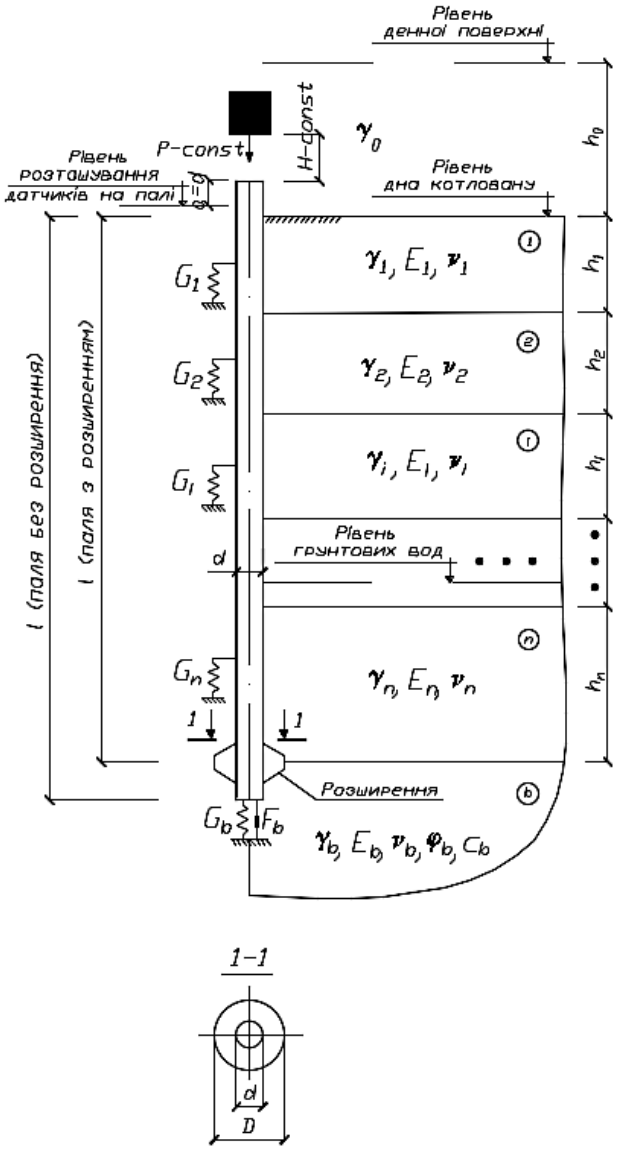


Рис.13. Розрахункова схема системи «паля – ґрунтова основа» для визначення факторів регресійних моделей

Fig.13. Calculation scheme of the pile-soil system for determining the factors of regression models

Із урахуванням зроблених нами позначень регресійна модель залежності несучої здатності палі за пружними деформаціями F_e (див. рис. 11) від факторів, що впливають, матиме вигляд:

$$F_e = \beta_0 + \beta_1 DW + \beta_2 UW + \beta_3 \frac{l}{d} + \\ + \beta_4 S_{max} + \beta_5 S_{res} + \beta_6 G_s + \beta_7 F_b + \varepsilon_i, \qquad (7)$$

Всі подальші розрахунки і результати для простоти викладення і виключення складних математичних операцій виконувалися за допомогою програми EXCEL.

Для початку проаналізуємо кореляційну матрицю, тобто матрицю парних коефіцієнтів кореляції (матриця є симетричною, тому наведені не всі значення):

r=

	Fe	DW	UW	l/d	Smax	Sres	Gs	Fb
Fe	1,000							
DW	**0,952**	1,000						
UW	**0,913**	0,994	1,000					
l/d	0,224	0,420	0,502	1,000				
Smax	**-0,687**	-0,525	-0,447	0,133	1,000			
Sres	-0,578	-0,338	-0,236	0,424	0,924	1,000		
Gs	**0,947**	0,958	0,939	0,402	-0,709	-0,509	1,000	
Fb	0,420	0,538	0,581	0,763	-0,295	-0,036	0,646	1,000

(8)

Як видно з матриці (8), найбільший вплив на значення F_e мають фактори: DW, UW, S_{max} та G_s. Тому, на підставі 7-ми результатів паралельних випробувань грунтів палями методами SLT та DLT можна запропонувати наступну регресійну модель для визначення величини несучої здатності палі за пружними деформаціями F_e:

$$F_e = \beta_0 + \beta_1 DW - \beta_2 UW + \beta_4 S_{max} + \\ + \beta_6 G_s, \quad (9)^*$$

яка має наступні результати статистичного оцінювання: коефіцієнт кореляції **R=0,99672728**; коефіцієнт детермінації **R^2=0,99346528**; скорегований коефіцієнт детермінації $\boldsymbol{R^2_{adj}}$**=0,98039584**; значення статистики **F=76,014**; рівень значущості регресійної моделі **p=0,0130267**; стандартна помилка оцінювання: **180,519;**

* - значення коефіцієнтів β_0, β_1, β_2, β_4, β_6 не наводяться, так як є комерційною таємницею компанії ПП «Пайл Тест Сістемс» (Україна).

Із урахуванням зроблених нами позначень регресійна модель залежності граничного опору палі F_u (див. рис. 11) від факторів, що впливають, матиме вигляд:

$$F_u = \beta_0 + \beta_1 DW + \beta_2 UW + \beta_3 \frac{l}{d} + \\ + \beta_4 S_{max} + \beta_5 S_{res} + \beta_6 G_s + \beta_7 F_b + \varepsilon_i, \quad (10)$$

Проаналізуємо кореляційну матрицю, тобто матрицю парних коефіцієнтів кореляції (матриця є симетричною, тому наведені не всі значення):

r=

	Fu	DW	UW	l/d	Smax	Sres	Gs	Fb
Fu	1,000							
DW	**0,984**	1,000						
UW	**0,971**	0,998	1,000					
l/d	**0,637**	0,615	0,618	1,000				
Smax	-0,523	-0,423	-0,395	-0,859	1,000			
Sres	-0,422	-0,289	-0,242	-0,574	0,893	1,000		
Gs	**0,712**	0,708	0,705	0,878	-0,790	-0,655	1,000	
Fb	**0,695**	0,685	0,677	0,810	-0,778	-0,696	0,987	1,000

(11)

Як видно з матриці (11), найбільший вплив на значення F_u мають фактори: *DW*, *UW*, *l/d*, G_s та F_b. Однак, приймемо тільки 4 фактори, які найбільш впливають на механіку взаємодії палі з ґрунтовою основою при втраті стійкості палі по ґрунту. Тому, на підставі 6-ти результатів паралельних випробувань грунтів палями методами SLT та DLT можна запропонувати наступну регресійну модель для визначення величини

граничного опору палі F_u:

$$F_u = \beta_0 + \beta_1 DW - \beta_2 UW + \beta_3 \frac{l}{d} - \\ -\beta_7 F_b, \quad (12)$$

яка має наступні результати статистичного оцінювання: коефіцієнт кореляції **R=0,99962133**; коефіцієнт детермінації **R^2=0,9992428**; скорегований коефіцієнт детермінації $\boldsymbol{R^2_{adj}}$**=0,99621402**; значення статистики **F=329,916**; рівень значущості регресійної моделі **p=0,041265**; стандартна помилка оцінювання: **127,56;**

* - значення коефіцієнтів $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_7$ не наводяться, так як є комерційною таємницею компанії ПП «Пайл Тест Сістемс» (Україна).

На даному етапі розробки кореляційних моделей (9, 12) маємо достатньо високі статистичні результати оцінювання, які вказують на технічно коректні моделі із сильними зв'язками між змінними та високою статистичною значимістю. Однак, у зв'язку з незначною кількістю спостережень (до 7-ми) на даному етапі не виконувалася перевірка моделей на мультиколінеарність (яка тут присутня), не аналізувалися стандартні помилки, *t*-статистика та *p*-значення окремих коефіцієнтів для вдосконалення моделей. Удосконалення моделей буде робитися у подальшому зі збільшенням результатів паралельних випробувань грунтів палями методами DLT та SLT.

У 2024-2025 роках на реальному об'єкті будівництва при випробуванні паль методом DLT запропоновані моделі пройшли апробацію (Самородов та Табачніков, 2025), де відхилення визначених величин F_e та F_u для буроін'єкційних паль було у межах 5% від величин, що були визначенні за допомогою метода статичного вдавлюючого навантаження (SLT).

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проаналізовано досвід впровадження в Україні інноваційного методу вдавлюючого ударного навантаження (міжн. назва – Dynamic Load Testing (DLT) при випробуванні грунтів натурними палями, який базується на принципах хвильовій теорії удару. Показано переваги і недоліки даного методу випробувань для різних видів паль і вказано проблеми, які виникають при випробуванні грунтів буровими палями, особливо буроін'єкційними.

Вперше запропоновано використання статистичних методів для побудови регресійної моделі, що визначає несучу здатність паль на підставі паралельних випробувань ґрунтів палями методами статичного вдавлюючого навантаження (Static Load Testing, SLT) та ударного (динамічного) вдавлюючого навантаження (Dynamic Load Testing, DLT).

Розроблено моделі множинної лінійної регресії для визначення граничного опору та несучої здатності за пружною деформацією бурових паль на підставі результатів випробування методом вдавлюючого ударного навантаження (DLT) для прогнозування залежності «навантаження – осідання», що є необхідним при проєктуванні пальових фундаментів. Проведено кореляційний та регресійний аналіз запропонованих моделей; вказано перспективи їх удосконалення.

У 2024-2025 роках на реальному об'єкті будівництва при випробуванні паль методом DLT запропоновані моделі пройшли апробацію (Самородов та Табачніков, 2025), де відхилення визначених величин F_e та F_u для буроін'єкційних паль було у межах 5% від величин, що були визначенні за допомогою метода статичного вдавлюючого навантаження (SLT).

Рекомендується широке впровадження в практику геотехнічних вишукувань в Україні випробування грунтів натурними палями методом DLT, що вимагає невідкладної актуалізації ДСТУ (ДСТУ Б В.2.1-1-95, 1997) з гармонізацією відповідного європейського стандарту (ISO 22477-4:2018, 2018).

ЛІТЕРАТУРА

1. ASTM International. (2016). *Standard test method for high-strain dynamic testing of piles: ASTM D 4945-16*.
2. International Organization for Standardization. (2018). *Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 4:*

Testing of piles: dynamic load testing: ISO 22477-4:2018.
3. Allnamics. (2018). *Manual "Allnamics-PDA/DLT. Monitoring and reporting. Pile driving analysis and dynamic load testing"* (Software version: 3.6.44).
4. Samorodov, O., Tabachnikov, S., & Gerasimovych, I. (2022). Ukrainian experience of comparing the test results of CFA piles by SLT and DLT method. *Naukovyy visnyk budivnytstva (Scientific Bulletin of Civil Engineering)*, 2(108), 32-35. https://doi.org/10.29295/2311-7257-2022-108-2-32-35
5. Middendorp, P. (2022). More than 80 years of experience with the method of characteristics - from graphical analyses to advanced driveability analyses by scripts. *11th International Conference on Stress Wave Theory and Design and Testing Methods for Deep Foundations (SW2022)*, Rotterdam, The Netherlands. https://doi.org/10.5281/zenodo.7148669
6. Middendorp, P., & Van Weele, A. (1986). Application of characteristic stress wave method in offshore practice. In *Proceeding of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling* (pp. 6-18), Nantes.
7. Phan Ta Le. (2013). *Numerical and experimental studies on dynamic load testing of open-ended pipe piles and its applications* (Dissertation for the degree of PhD). Graduate School of Natural Science and Technology, Kanazawa University, Japan.
8. Allnamics. (2019). *Manual "Stress wave theory"*. Allnamics Pile Testing Experts B.V.
9. Трощинський, Б. О. (2021). Комп'ютеризована система діагностики залізобетонних паль на основі акустичних методів (Дис. ... канд. техн. наук). Київський національний університет будівництва і архітектури; Інститут електродинаміки.
10. Allnamics. (2019). *Manual "AllWave-DLT. Signal matching software. Allnamics Pile Testing Experts B.V."*.
11. Мінрегіонбуд України. (2011). *Основи та фундаменти споруд: Зміна №1 до ДБН В.2.1-10-2009*.
12. Sachs, L. (1972). Statistischen auswertungsme-thoden. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New-York.
13. Самородов, О. В. (2018). Розвиток наукових основ вибору раціональних параметрів ком-бінованих пальових і плитних фундаментів багатоповерхових будівель (Дис. ... докт. техн. наук). Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», Дніпро.
14. Самородов, О., & Табачніков, С. (2025). Дослідження несучої здатності п'яти буроін'єкційних паль методом вдавлюючого ударного навантаження (Dynamic Load Testing (DLT) у межах пальових полів фундаментів ВЕУ 6.1, 6.2, 6.3 на об'єкті будівництва: «Нове будівництво ВЕС «Волинь» на території Іваничівської селищної ради». Науково-технічний звіт ПП «Пайл Тест Сістемс», Харків.
15. Держстандарт. (1997). *Грунти. Методи польових випробувань палями: ДСТУ Б В.2.1-1-95*. Київ: Укрархбудінформ.

REFERENCES

1. ASTM International. (2016). *Standard test method for high-strain dynamic testing of piles: ASTM D 4945-16*.
2. International Organization for Standardization. (2018). *Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 4: Testing of piles: dynamic load testing: ISO 22477-4:2018*.
3. Allnamics. (2018). Manual "Allnamics-PDA/DLT. Monitoring and reporting. Pile driving analysis and dynamic load testing" (Software version: 3.6.44).
4. Samorodov, O., Tabachnikov, S., & Gerasimovych, I. (2022). Ukrainian experience of comparing the test results of CFA piles by SLT and DLT method. Naukovyy visnyk budivnytstva (Scientific Bulletin of Civil Engineering), 2(108), 32-35. https://doi.org/10.29295/2311-7257-2022-108-2-32-35
5. Middendorp, P. (2022). More than 80 years of experience with the method of characteristics - from graphical analyses to advanced driveability analyses by scripts. 11th International Conference on Stress Wave Theory and Design and Testing Methods for Deep Foundations (SW2022), Rotterdam, The Netherlands. https://doi.org/10.5281/zenodo.7148669
6. Middendorp, P., & Van Weele, A. (1986). Application of characteristic stress wave method in offshore practice. In Proceeding of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling (pp. 6-18), Nantes.
7. Phan Ta Le. (2013). Numerical and experimental studies on dynamic load testing of open-ended pipe piles and its applications (Dissertation for the degree of PhD). Graduate School of Natural

Science and Technology, Kanazawa University, Japan.
8. Allnamics. (2019). Manual “Stress wave theory”. Allnamics Pile Testing Experts B.V.
9. Troshchynskyi, B. O. (2021), Kompiuteryzovana systema diahnostyky zalizobetonnykh pal na osnovi akustychnykh metodiv [Computerized system for diagnostics of reinforced concrete piles based on acoustic methods]. *Thesis for the degree of Candidate of Technical Sciences*. Kyiv. (in Ukrainian).
10. Allnamics. (2019). Manual “AllWave-DLT. Signal matching software. Allnamics Pile Testing Experts B.V.”.
11. Osnovy ta fundamenty sporud [Bases and Foundations of Structures]:Amendment No. 1 to DBN B.2.1-10-2009. (2011). K.: Ministry of Regional Development of Ukraine. (in Ukrainian).
12. Sachs, L. (1972). Statistischen auswertungsmethoden. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New-York. (in German).
13. Samorodov, O. V. (2018). Rozvytok naukovykh osnov vyboru ratsionalnykh parametriv kombinovanykh palovykh i plytnykh fundamentiv bahatopoverkhovykh budivel. [Development of scientific bases for the selection of rational parameters of combined pile and slab foundations of multi-storey buildings]. Thesis for the degree of Doctor of Technical Sciences. Dnipro. (in Ukrainian).
14. Samorodov O., & Tabachnikov S. (2025). Doslidzhennia nesuchoi zdatnosti piaty buroiniektsiinykh pal metodom vdavliuiuchoho udarnoho navantazhennia (Dynamic Load Testing (DLT) u mezhakh palovykh poliv fundamentiv VEU 6.1, 6.2, 6.3 na obiekti budivnytstva: «Nove budivnytstvo VES «Volyn» na terytorii Ivanychivskoi selyshchnoi rady». [Investigation of the bearing capacity of five CFA piles using Dynamic Load Testing (DLT) within the pile fields of the foundations of WTGs 6.1, 6.2, 6.3 at the construction site New Construction of Volyn WPP on the Territory of Ivanychi Village Council]. Scientific and Technical Report Pile Test Systems PE; Scientific Kharkiv. (in Ukrainian).
15. Hrunty. Metody polovykh vyprobuvan paliamy [Soils. Methods of field tests by piles]: DSTU B V.2.1-1-95. (1997) K: Ukrarhbudinform. (in Ukrainian).

A Regression Model for Determining the Bearing Capacity of Drilled Piles Using the Dynamic Load Testing Method

Oleksandr SAMORODOV
Sergii TABACHNIKOV
Yevgen HERASYMOVYCH

Abstract. The paper considers the experience in implementing an innovative method of press-in impact loading (internationally known as Dynamic Load Test (DLT) in Ukraine when testing soils using full-scale piles, which is based on the principles of the wave theory of impact. The advantages and disadvantages of this test method for different types of piles are shown, and the issues that arise when testing soils using drilled piles, in particular CFA piles, are noted. The paper proposes for the first time the use of statistical methods to build a regression model that determines the bearing capacity of piles based on parallel soil tests by piles using the methods of static press-in loading (internationally known as Static Load Test, SLT) and impact (dynamic) press-in loading (DLT). The factors that significantly affect the mechanics of the interaction between the pile and the soil base when testing soils by piles using the DLT method were formulated and identified. Multiple linear regression models were developed to determine the ultimate resistance and bearing capacity from the elastic deformation of drilled piles based on the DLT results to predict the load-settlement relationship, which is essential for the design of pile foundations. Both correlation and regression analyses of the proposed models were performed; prospects for their improvement were suggested. At this stage of the development of correlation models, we have obtained sufficiently high statistical evaluation results, which indicate technically correct models with strong relationships between variables and high statistical significance. In 2024-2025, the proposed models were field-tested at a real construction site when testing piles using the DLT method, where the deviations of the determined values of F_e and F_u for CFA piles were within 5% of the values determined using the SLT method.

Keywords. Pile, CFA, drilled, testing, method, load, dynamic, impact, regression model, correlation, bearing capacity.

Якість формування горизонтальних ґрунтоцементних армоелементів влаштованих за бурозмішувальною технологією

Роман САМЧЕНКО[1], Артем ЮХИМЕНКО[2]

Запорізький національний університет
226, просп. Соборний, Запоріжжя, Україна, 69006,
[1]sektor3@ukr.net, orcid.org/0000-0003-1013-0047
[2]winner.wcar@gmail.com, orcid.org/0000-0003-4231-9602

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.243-251

Анотація. У статті наведено результати комплексних експериментальних досліджень процесу формування горизонтальних ґрунтоцементних армуючих елементів (ГЦЕ), утворених за допомогою бурозмішувальної технології (БЗТ), яка активно впроваджується в сучасному будівництві при реконструкції та відновленні деформованих будівель і споруд. Метою дослідження було встановити закономірності зміни питомого опору зрушенню армованого ґрунтоцементу залежно від двох ключових технологічних параметрів — швидкості обертання бурозмішувача та його лінійної поступальної швидкості, що дозволяє оптимізувати технологічний процес та забезпечити підвищення надійності укріплених ґрунтів.

Для досягнення поставленої мети в рамках дослідження було виготовлено три дослідні зразки ГЦЕ в однакових ґрунтових умовах на експериментальному майданчику. У кожному зразку бурозмішувач працював з фіксованою швидкістю обертання, але з трьома різними лінійними швидкостями, що дозволило дослідити комбінований вплив цих факторів. Для об'єктивного вимірювання міцності ґрунтоцементу використано метод пенетраційного випробування з застосуванням мікропенетрометра МВ-2, що забезпечив можливість неінвазивного контролю питомого опору зрушенню в часі.

Результати показали, що при збільшенні швидкості обертання бурозмішувача питомий опір зрушенню зростає, що пов'язано з інтенсивнішим подрібненням ґрунту, покращенням проникнення цементного розчину та якіснішим перемішуванням суміші. Натомість зі збільшенням лінійної швидкості руху бурозмішувача відбувається зниження питомого опору, що свідчить про зменшення часу взаємодії між ґрунтом та цементною суспензією, а отже, і про нижчу якість армування. Отримані дані підтверджують доцільність регулювання параметрів БЗТ залежно від технічних умов конкретного будівельного об'єкта та необхідного рівня підсилення ґрунтів.

Крім того, було проведено додаткову перевірку цілісності сформованих ГЦЕ з використанням акустичного методу на основі програмно-апаратного комплексу PIT-W, що дозволило переконатися у відсутності розривів та визначити фактичну довжину елементів. Загалом результати досліджень мають високу практичну значущість, оскільки дозволяють вдосконалити методику формування горизонтальних ґрунтоцементних армоелементів, підвищити ефективність їх застосування в умовах щільної міської забудови, зокрема в підвальних приміщеннях, без порушення експлуатації існуючих будівель. Запропоновані рекомендації можуть бути враховані при розробці регламентів виконання робіт із укріплення основ фундаментів із використанням бурозмішувальної технології в різних умовах

Роман САМЧЕНКО
доцент кафедри
промислового та цивільного
будівництва
к.т.н.

Артем ЮХИМЕНКО
доцент кафедри
промислового та цивільного
будівництва
к.т.н.

будівельного виробництва.

Ключові слова. Армування ґрунтів, бурозмішувальна технологія, укріплення ґрунтів, бурозмішувач, швидкість обертання, лінійна швидкість, пенетрація, опір зрушенню.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В останнє десятиріччя все ширше набуває впровадження ефективного способу укріплення ґрунтів армуванням за бурозмішувальною технологією (БЗТ). Сутність БЗТ полягає в тому, що спеціальним пристроєм – бурозмішувачем за допомогою бурового станка руйнується та подрібнюється структура ґрунту, яка одночасно просочується цементною суспензією, досконально перемішується, а після тужавіння перетворюється в ґрунтоцементний армуючий елемент. Ефективність даної технології полягає в простоті, багатогранності її застосування та економічності. Багатогранність полягає в її застосуванні в різних сферах будівельного комплексу: в капітальному будівництві для підготовки основ фундаментів; при реконструкції об'єктів, для підсилення основ при збільшенні навантажень на них; для укріплення ґрунтів основ деформованих будівель, споруд при їх відновленні; для зміцнення бортів котлованів; для укріплення укосів насипів та виїмок та ін. Укріплення ґрунтів за БЗТ може виконуватись в різних напрямках – вертикальному, похилому та горизонтальному (Степура та ін., 2009). Для реалізації цих технологій нами розроблені та виготовлені малогабаритні станки відповідно горизонтального буріння (Степура та ін., 2009) та вертикального і похилого буріння (Самченко та ін., 2012).

МЕТА РОБОТИ

Метою даної роботи є – дослідження ролі та впливу технологічних чинників, а саме швидкості обертань та лінійної швидкості поздовжнього руху бурозмішувача на процес утворення горизонтальних ґрунтоцементних армуючих елементів та формування параметрів міцності ґрунтоцементу.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

БЗТ укріплення ґрунтів та ґрунтоцементний матеріал достатньо досліджені та висвітлені. Науковці та фахівці Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, Запорізького відділення ДП НДІБК , Дніпропетровського ООО НПО „Рембуд" на основі досліджень та розробок по даному питанню довели метод до широкого впровадження в різних напрямках будівництва. В роботі (Зоценко та ін., 2011) висвітлені питання залежності механічних характеристик ґрунтоцементу від вмісту цементу, від часу тужавіння, від щільності ґрунтоцементу та тощо. В (Великодний та ін., 2008) показаний вплив ґрунтоцементних закріплюючих елементів на механічні характеристики зміцненого ґрунту. В роботах (Zotsenko et al., 2013; Fan et al., 2018; Bruce, 2000) викладені основні принципи технологій по армуванню основ фундаментів. Але в науково-технічних джерелах недостатньо висвітлені питання впливу технологічних факторів на процес армування ґрунтів при підсиленні основ фундаментів за БЗТ.

Більшість технологій армування ґрунтів бурозмішувальним способом розроблено та застосовано для підсилення основ у вертикальному напрямку. Але часто виникають обставини, що потребують укріплення ґрунтів у горизонтальному напрямку. Це стосується в першу чергу об'єктів реконструкції та при захисті пошкоджених будівель від подальших деформацій, тобто при необхідності підсилення основ існуючих будівель.

На процес формування ґрунтоцементних елементів (ГЦЕ) взагалі впливають ряд факторів, основними з яких є: ґрунтові умови, вміст цементу у суміші ґрунт-цемент, умови тужавіння та твердіння ґрунтоцементної суміші, технологічні чинники та тощо. Оскільки при горизонтальному укріпленні ґрунтів їх армування відбувається в обмеженому шарі по товщині, тобто практично в ідентичних ґрунтових умовах, а вміст цементу визначається розрахунком в залежності від необхідних для проектування механічних характеристик, то процес утворення ГЦЕ в бі-

льшій мірі залежить від технологічних чинників – від конструктивних рішень бурозмішувача, швидкості його обертань та лінійної швидкості при руйнуванні структури ґрунту, ступеню подрібнення зруйнованого ґрунту, якості просочування подрібненого ґрунту водоцементним розчином, якості перемішування ґрунтоцементної суміші та тощо.

Дослідження впливу технологічних факторів на процес формування ГЦЕ проводились на експериментальній площадці ЗВ ДП НДІБК. Ґрунтові умови експериментальної площадки наведені в Табл. 1.

Табл. 1. Характеристики ґрунту експериментального майданчика.
Table 1. Soil characteristics of the experimental area.

Щільність ґрунту природного стану ρ, т/м^3	Щільність сухого грунту ρ_d, т/м^3	Щільність твердих часток грунту ρ_s, т/м^3	Вологість w, %	Коефіцієнт пористості e	Число пластичності I_P, %
1,472	1,344	2,629	10	0,97	9

Були виготовлені 3 дослідні ГЦЕ. Методика формування показана на схемі Рис. 1 і полягала в наступному. В першу чергу був утворений ГЦЕ №1, потім ГЦЕ №2 і в останню чергу – №3. Кожний ГЦЕ формувався при відповідній постійній швидкості обертань бурозмішувача по всій довжині. При цьому лінійна швидкість поздовжнього руху на кожній із трьох ділянок, на які розподілявся кожний ГЦЕ була своя – v_1=0,44м/хв, v_2=0,68м/хв, v_3=0,92м/хв. По закінченні проходки бурозмішувача на першій ділянці із лінійною швидкістю v_1 роботу бурового станка і розчинонасоса зупиняли (розчиномішалка працювала безперебійно для забезпечення незмінних кондицій водоцементного розчину на наступних ділянках) і задавали буровому станку наступну чергову лінійну швидкість v_2 і продовжували утворення ГЦЕ на другій ділянці (II), таким же чином послідовно формували ГЦЕ на ділянці III. По закінченні утворення ГЦЕ 1 приступали до формування ГЦЕ 2 та ГЦЕ 3, задаючи відповідно постійні швидкості обертань n_1, n_2 і n_3 та зміни швидкості осьових рухів v_i^I, v_i^{II}, v_i^{III}. Таким чином, почерговим комбінуванням задавання постійних значень одних технологічних чинників і відповідних змінних значень других чинників формувалися ГЦЕ з різними характеристиками, відповідними тим чи іншим технологічним параметрам.

У якості критерія оцінювання впливу технологічних чинників на процес утворення ГЦЕ, у тому числі набору міцності ґрунтоцементу у часі, застосували методику дослідження ґрунтів пенетрацією. Метод пенетрації полягає у визначенні величини питомого опору матеріалу (у нашому випадку ґрунтоцементу) зрушенню шляхом занурення сталевого конуса, який має заданий кут при вершині 17º40´,або 30º в залежності від характеристики пружини, якою наділений той чи інший варіант стандартного приладу „Пенітрометр”.

Пенетраційний метод визначення механічних характеристик ґрунтів не має обмежень. З використанням відповідних приборів даним методом можна досліджувати різні ґрунти від мулових до скальних порід.

Проф. М.Л. Зоценко зазначає (Зоценко та ін., 2003), що для зв’язних ґрунтів питомий опір зрушенню R є відношення зусилля пенетрації P до квадрата глибини занурення сталевого конуса h.

Спеціальним пристроєм мікропенетрометром МВ-2 показано на Рис. 2 у ГЦЕ занурюють сталевий конус на глибину h, який має заданий кут при вершині 17º40´. За величиною силового впливу на конус визначається чисельна характеристика пенетрації – питомий опір зрушенню R по формулі (1) (Зоценко та ін., 2003):

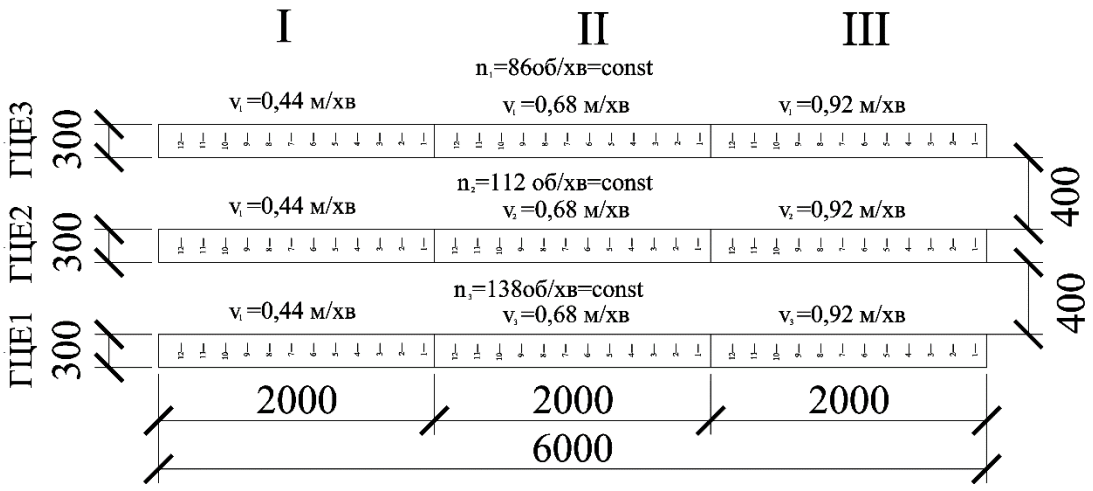


Рис.1. Схема розташування ГЦЕ та їх розмітка по ділянкам відповідно технологічним параметрам та точкам замірів характеристик.

Fig.1. Layout of HSCE and their segmentation into sections according to technological parameters and measurement points of characteristics.

$$R = \frac{P}{h^2}\ , \text{МПа} \qquad (1)$$

де: для заданих в технічних паспортних умовах приладу задається характеристика пружини пенетрометра P=25,5Н, h – глибина занурення сталевого конуса.

виконувалось в одних і тих же зонах ГЦЕ через кожні 7 діб, тобто виконано 4 етапи досліджень в часі до 28 діб твердіння. Процес вимірювання питомого опору зрушенню ГЦЕ показаний на рис. 4.

Визначення окремих значень питомого опору зрушенню R_i. На кожному етапі дослі-

Рис.2. Загальний вигляд пенетрометра.

Fig.2. General view of the penetrometer.

Дослідження ГЦЕ розпочалось на початковій стадії твердіння ґрунтоцементу. Для цього через 7 діб після утворення ГЦЕ вони були розкриті за допомогою екскаватора із подальшою ручною доробкою. Візуальний огляд розкритих ГЦЕ показав (рис. 3), що вони мають правильну круглу форму Ø300 без порушення зовнішньої цілісності. Ділянки ГЦЕ були розмічені із інтервалами через 10см по всій довжині ГЦЕ.

Дослідження процесу набору міцності

джень, в кожній точці того чи іншого перерізу ГЦЕ зроблено по 5 уколів (занурень) сталевим конусом, по яким визначалось середньоарифметичне значення глибини занурення конуса у ґрунтоцемент – h_{icep}. Глибину занурення заміряли за допомогою голки, опущеної в лунку після уколу конуса. За середнім значенням h_{icp} по формулі (1) визначались із середнім значенням питомого опору зрушенню R_{cep}. Всі ці значення заносились в таблиці.

Рис.3. Розкриті ГЦЕ.
Fig.3. Excavated HSCE.

Рис.4. Процес вимірювання питомого опору зрушенню пенетрометром.
Fig.4. The process of measuring shear resistance with a penetrometer.

Кожний ГЦЕ поділений на 3 ділянки довжиною по 2 м, які відповідають тій чи іншій швидкості лінійного переміщення бурозмішувача V_i при їх утворенні. Кожний із трьох ГЦЕ утворювався при відповідних трьох швидкостях обертань бурозмішувача n_i. Вище зазначене відображено на технологічній схемі показано на Рис.1. Кожна ділянка ГЦЕ з відповідною лінійною швидкістю розподілена на 12 інтервалів, на яких набиралася статистика по механічним характеристикам для
визначення впливу на них того чи іншого технологічного чинника.

На кожному етапі досліджень результати вимірювань зводились у відповідні таблиці, будувались графіки зміни питомого опору зрушенню R при зміні лінійної швидкості R=f [V] та при зміні швидкості обертань R=f [n] бурозмішувача.

На рис. 5 наведений графік зміни питомого опору зрушенню після 28 діб твердіння ГЦЕ. Аналіз наведених графіків показує:

а) зі збільшенням кількості (швидкості) обертань бурозмішувача на всіх етапах твердіння питомий опір зрушенню R збільшується;

б) при підвищенні лінійної швидкості руху бурозмішувача питомий опір зрушенню R навпаки зменшується.

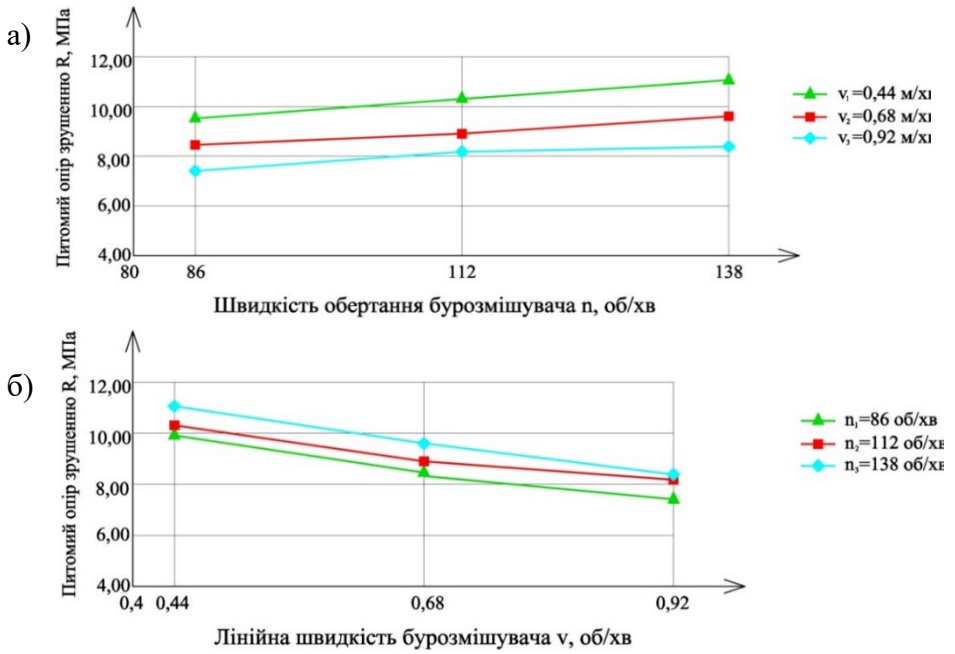


Рис.5. Графіки зміни питомого опору зрушенню: (а) в залежності від швидкості обертання бурозмішувача; (б) в залежності від лінійної швидкості бурозмішувача.

Fig.5. Graphs of the variation in specific shear resistance: (a) depending on the rotation speed of the drilling-mixing tool; (b) depending on the linear speed of the drilling-mixing tool.

Окрім того, досліджено питання набору питомого опору зрушенню горизонтальних ГЦЕ у часі. З цією метою побудовані графіки зміни питомого опору зрушенню у часі після твердіння на протязі 28 діб показано на Рис. 6. Аналіз графіків показує, що найбільша інтенсивність набору міцності відбувається впродовж 21 доби, потім зміцнення уповільнюється і після 24 діб питомий опір зрушенню досяг меж 8…10 МПа.

На основі даного графіка можна зробити висновки, що через 2…3 доби починається зміцнення ґрунтоцементу, а через 5…7 діб твердіння можна виконувати роботи, наприклад по зведенню фундаментів.

Для перевірки якості утворених ГЦЕ здійснений контроль суцільності елементів та їх довжин акустичним методом із застосуванням програмно-технічного комплексу PIT-W показано на Рис. 7. Даний комплекс розроблений в США і освоєний в ЗВ ДП НДІБК.

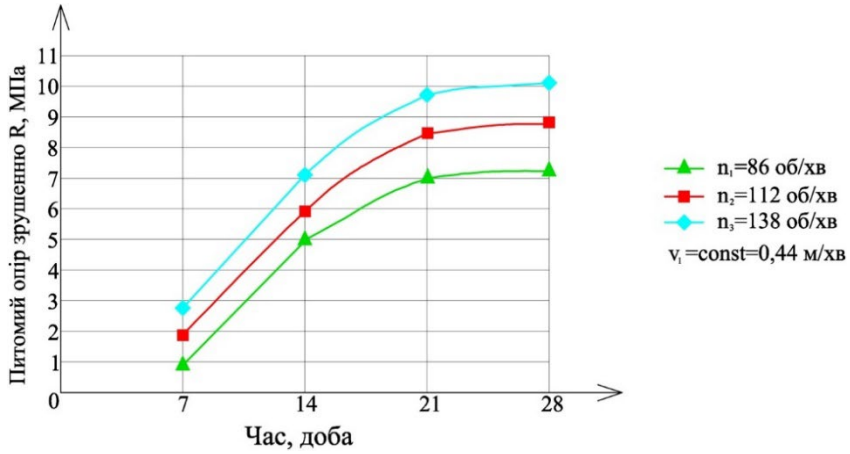


Рис.6. Набір питомого опору зрушенню ГЦЕ у часі.

Fig.6. Development of specific shear resistance of HSCE over time.

Даний контроль показав, що порушення суцільності стовбура ГЦЕ не виявлені, а довжина елементів відповідає натурним вимірам.

а) б)

Рис.7. Контроль якості ГЦЕ: (а) процес перевірки суцільності ГЦЕ; (б) загальний вигляд програмно-технічного комплексу PIT-W.

Fig.7. Quality control of HSCE: (a) process of checking the integrity of soil-cement elements; (b) overall view of the PIT-W software and hardware complex.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Дослідженнями встановлено тенденції збільшення питомого опору зрушенню ґрунтоцементу до **11 МПа** при підвищенні швидкості обертання бурозмішувача до **138 об/хв**, а при збільшенні лінійної швидкості бурозмішувача до **0,92 м/хв** опір зрушенню навпаки зменшується до **7,8 МПа**.

Оптимальними технологічними параметрами технології горизонтального армування ґрунтів за БЗТ з урахуванням ґрунтових умов слід рахувати межі: швидкість обертання бурозмішувача **60…90 об/хв.**, лінійну швидкість бурозмішувача **0,4…0,7 м/хв**. з урахуванням ґрунтових умов, при яких досягаються потрібні механічні характеристики ґрунтоцементу та достатня продуктивність праці при підсиленні основ фундаментів.

Застосовано контроль якості ГЦЕ акустичним методом із застосуванням програмно-технічного комплексу PIT-W, який показав, що порушення суцільності ствола ГЦЕ **не виявлені**, а довжина елементів **повністю** відповідає натурним вимірам.

ЛІТЕРАТУРА

1. Степура, І.В., Шокарев, В.С., Павлов, А.В., Трегуб, А.С., & Степура, С.І. (2009). Спосіб закріплення ґрунтів (Патент на ко-рисну модель №39173). Державний нау-ково-дослідний інститут будівельних конструкцій. Опубліковано в Бюлетені№3, 6
2. Степура, І.В., Шокарев, В.С., Павлов, А.В., Самченко, Р.В., Трегуб, А.С., & Степура, С.І. (2009). Установка для проходки в ґрунтах (Патент на корисну модель №42283). Державний науково-дослі-дний інститут будівельних конструкцій. Опубліковано в Бюлетені №19, 4 .
3. Самченко, Р.В., Степура, І.В., Шокарев, В.С., Павленко, В.П., Павлов, А.В., Юхименко, А.І., & Мунь, А.А. (2012). Буровий верстат (Патент на корисну модель№73991). Запорізька державна інженерна академія. Опубліковано в Бюлетені №19, 4.
4. Зоценко, Н.Л., Виников, Ю.Л., &Ларцева І.І.(2011). Експериментальні дослідження, будівельні властивості ґрунтів.

Світ геотехніки, 3, 14-18.
5. Великодний, Ю.Й., Зоценко, М.Л., Ларцева, І.І., & Ягольник, А.М. (2008). Зміна характеристик міцності ґрунтів при їх закріпленні за допомогою цементації. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник,* 71(2), 51-60.
6. Zotsenko, M., Vynnykov, Y., Doubrovsky, M., Oganesyan, V., Shokarev, V., Syedin, V., Shapoval, A., Poizner, M., Krysan, V., & Meshcheryakov, G. (2013). Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 3, 2645-2648.
7. Fan, J., Wang, D., & Qian, D. (2018). Soil-cement mixture properties and design considerations for reinforced excavation. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(4), 791-797.
8. Bruce, D.A. (2000). An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications (FHWA-RD-99-138). U.S. Department of Commerce, National Technical Information Service, 143.
9. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Яковлєв А.В., Петраков О.О., Швець В.Б., Школа О.В., Біда С.В., & Виников Ю.Л. (2003). *Інженерна геологія: Механіка ґрунтів, основи і фундаменти* (Підручник). Полтава: ПНТУ. 446

REFERENCES

1. Stepura, I.V., Shokarev, V.S., Pavlov, A.V., Trehub, A.S., & Stepura, S.I. (2009). Sposib zakriplennya hruntiv (Patent na korysnu model' №39173). Derzhavnyi naukovo-doslidnyi instytut budivel'nykh konstruktsii. Opublikovano v Byuleteni №3, 6 s. (in Ukrainian).
2. Stepura, I.V., Shokarev, V.S., Pavlov, A.V., Samchenko, R.V., Trehub, A.S., & Stepura, S.I. (2009). Ustanovka dlya prokhodky v hruntakh (Patent na korysnu model' №42283). Derzhavnyi naukovo-doslidnyi instytut budivel'nykh konstruktsii. Opublikovano v Byuleteni №19, 4 s. (in Ukrainian).
3. Samchenko, R.V., Stepura, I.V., Shokarev, V.S., Pavlenko, V.P., Pavlov, A.V., Yukhymenko, A.I., & Mun', A.A. (2012). Burovy verstak (Patent na korysnu model' №73991). Zaporiz'ka derzhavna inzhenerna akademiya. Opublikovano v Byuleteni №19, 4 s. (in Ukrainian).
4. Zotsenko, N.L., Vynnykov, Yu.L., & Lartseva ,I.I. (2011). Eksperymental'ni doslidzhennya, budivel'ni vlastyvosti hruntiv. Svit heotekhniky, 3, 14-18. (in Ukrainian).
5. Velykodnyi, Yu.Y., Zotsenko, M.L., Lartseva, I.I., & Yahol'nik, A.M. (2008). Zmina kharakterystyk mitsnosti hruntiv pry yikh zakriplenni za dopomohoiu tsementatsii. *Budivel'ni konstruktsii: mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk, 71(2), 51-60*. (in Ukrainian).
6. Zotsenko, M., Vynnykov, Y., Doubrovsky, M., Oganesyan, V., Shokarev, V., Syedin, V., Shapoval, A., Poizner, M., Krysan, V., & Meshcheryakov, G. (2013). Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 3, 2645-2648.
7. Fan, J., Wang, D., & Qian, D. (2018). Soil-cement mixture properties and design considerations for reinforced excavation. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(4), 791-797.
8. Bruce, D.A. (2000). An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications (FHWA-RD-99-138). U.S. Department of Commerce, National Technical Information Service, 143 p.
9. Zotsenko M.L., Kovalenko V.I., Yakovlev A.V., Petrakov O.O., Shvets V.B., Shkola O.V., Bida S.V., & Vynnykov Yu.L. (2003). Inzhenerna heolohiia: Mekhanika hruntiv,

osnovy i fundaments (Pidruchnyk). Poltava: PNTU. 446 s. (in Ukrainian).

Quality of formation of horizontal oil-cement elements components implemented by drilling-mixing technology

Roman SAMCHENKO
Artem YUKHYMENKO

Summary The article presents the results of comprehensive experimental studies on the formation process of horizontal soil-cement reinforcement elements (HSCEs), created using the deep soil mixing (DSM) technology, which is increasingly implemented in modern construction during the reconstruction and rehabilitation of deformed buildings and structures. In particular, the influence of two key technological parameters — the rotational speed of the mixing tool and its linear advancement speed — on the strength characteristics of the formed soil-cement elements is examined. The purpose of the study was to establish the patterns of change in the shear resistance of reinforced soil-cement depending on these parameters, enabling optimization of the technological process and improving the reliability of soil strengthening.

To achieve this goal, three test HSCEs were constructed under identical soil conditions on an experimental site. In each test element, the mixing tool operated at a fixed rotational speed but with three different linear advancement speeds, which allowed for the study of the combined influence of these factors. To objectively assess the strength of the soil-cement, a penetration test method was used with the micro penetrometer MV-2, which enabled non-invasive control of shear resistance over time. Tests were conducted at each section at 7-day intervals during the 28-day curing period of the soil-cement mixture, allowing the analysis of strength development dynamics and formation of reliable statistical dependencies.

The results showed that increasing the rotational speed of the mixing tool leads to higher shear resistance, which is associated with more intensive soil disaggregation, improved cement slurry penetration, and better mixing quality. In contrast, increasing the linear advancement speed results in a reduction in shear resistance, indicating shorter interaction time between the soil and the cement slurry, and therefore, lower reinforcement quality. The obtained data confirm the feasibility of adjusting DSM parameters depending on the specific technical conditions of a construction site and the required level of soil reinforcement.

In addition, integrity testing of the formed HSCEs was carried out using an acoustic method based on the PIT-W hardware-software complex, which confirmed the absence of discontinuities and helped determine the actual length of the elements. Overall, the results of the study are of high practical significance, as they enable the improvement of the methodology for forming horizontal soil-cement reinforcement elements, enhance the efficiency of their use in dense urban environments, particularly in basement spaces, without disrupting the operation of existing buildings. The proposed recommendations may be taken into account when developing regulations for foundation soil strengthening works using deep soil mixing technology in various construction conditions.

Keywords. Soil reinforcement, deep soil mixing, ground improvement, mixing tool, rotational speed, linear speed, penetration test, shear resistance.

Стан гідротехнічних конструкцій гідроелектростанцій Дніпровського каскаду на прикладі Дніпровської ГЕС

Юрій СЛЮСАРЕНКО[1], Володимир ТИТАРЕНКО[2], Максим МИКОЛАЄЦЬ[3], Ярослав ДОМБРОВСЬКИЙ[4], Валерій ШУМІНСЬКИЙ[5]

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
5/2, вул. Преображенська, Київ, Україна, 03037
[1]slus@ndibk.gov.ua, orcid.org/ 0000-0002-0447-3927
[2]0679199507@ukr.net, orcid.org/ 0000-0001-9746-2399
[3]mykolayets@ndibk.gov.ua , orcid.org/ 0000-0002-8823-3401
[4]355niisk356@gmail.com, orcid.org/ 0000-0003-0687-1256
[5]shumikvd@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8751-1983

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.252-268

Анотація. В статті розглянуті результати досліджень стану бетону опор автодорожнього переїзду та бетонної водозливної греблі Дніпровської ГЕС, що знаходиться тривалий час (з 1932 року) під впливом природно-кліматичних чинників. Проводилось визначення глибини карбонізації бетону биків з боку верхнього і нижнього б'єфів та у верхній потерні. Оцінка міцності бетону виконувалась із вибурюванням кернів та їх випробуванням в лабораторних умовах.

Важливою задачею гідроенергетики України є забезпечення безпеки та надійності роботи гідротехнічних споруд та охорони навколишнього середовища. Греблі бетонні та залізобетонні – один з найпоширеніших типів гідротехнічних споруд. Вони входять до складу більшості гідровузлів світу. Від їх стану залежить надійна та безпечна робота гідроелектростанцій, вони суттєво впливають на економічну, екологічну та соціальну ситуацію в регіоні їх розташування. Такі греблі будують у різноманітних геологічних умовах. Їх будівництво характеризується високою технологічністю, комплексною механізацією робіт.

Наведені факти щодо підриву двох ГЕС (ДніпроГЕС у 1941 та 1943 роках, Каховської ГЕС у 2023 році та Дніпровської ГЕС1 і ГЕС-2 у 2024 році) та аналіз негативних наслідків злочинного руйнування Каховської ГЕС.

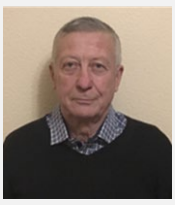
Надійність та безпека гідротехнічних споруд, а також охорона навколишнього природного середовища повинні бути забезпечені в період експлуатації, а також під час ремонту,

Юрій СЛЮСАРЕНКО
заступник директора ДП НДІБК з наукової роботи
к.т.н., с.н.с.

Володимир ТИТАРЕНКО
завідувач відділення «Дослідження технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах»
к.т.н., с.н.с.

Максим МИКОЛАЄЦЬ
в.о. завідувача відділу «Технології виготовлення залізобетонних конструкцій»
к.т.н.

Ярослав ДОМБРОВСЬКИЙ
завідувач відділу «Дослідження технічного стану будівель та гідротехнічних споруд при небезпечних геологічних процесах»



Валерій ШУМІНСЬКИЙ
провідний науковий співробітник відділення «Дослідження технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах» к.т.н., доц.

реконструкції, консервації та їх ліквідації. Будівництво ГЕС Дніпровського каскаду дозволило забезпечити вироблення екологічно чистої пікової електроенергії, що створює сприятливі умови роботи енергосистеми України. Відмічена особливо важлива роль Дніпровського каскаду ГЕС в забезпеченні надійної роботи б'єднаної енергетичної системи України та охорони навколишнього середовища, а також здоров'я людей. Наведені особливості роботи гідротехнічних споруд та дана коротка характеристика споруд Дніпровської ГЕС.

Ключові слова. Гідроакумулююча електростанція, гідроелектростанція, гідротехнічні споруди, автодорожній переїзд, безпека, опора, водозливна поверхня, карбонізація, керн, міцність, навколишнє середовище, обстеження, оцінка технічного стану.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Гідротехнічні споруди (далі – ГТС) забезпечують надійну та безпечну роботу гідроелектростанцій (далі – ГЕС) та гідроакумулюючих електростанцій (далі – ГАЕС) і суттєво впливають на економічну, екологічну та соціальну ситуацію в регіоні їх розташування. Вони постійно контактують з водою, солоною або прісною, яка знаходиться у спокої або русі і чинить на ГТС механічні, фізико-хімічні та біологічні дії.

ГЕС і ГАЕС відіграють важливу роль в роботі об'єднаної енергетичної системи України. Серед всіх гідроенергетичних об'єктів України найбільше значення має Дніпровський каскад ГЕС. Водосховища Дніпровського каскаду забезпечують комунально-побутові, промислові і сільськогосподарські потреби більш ніж половини території України. Важко переоцінити роль Дніпровського каскаду ГЕС у забезпеченні надійної роботи енергетичної системи країни, охорони навколишнього природного середовища та здоров'я людей, що проживають в долині річки Дніпро. Загальний виробіток електроенергії гідроелектростанціями Дніпровського каскаду становить до 90 % виробітку всіх ГЕС України. Тому питанням надійності і безпеки ГТС, а також надійної і безпечної експлуатації гідровузлів Дніпровського каскаду, розробки і удосконаленню методів оцінки їх надійності і безпеки, а також охорони навколишнього природного середовища та здоров'я людей приділяється значна увага (Фаренюк та ін., 2019; Фаренюк та ін., 2020).

Під час будівництва Дніпровської ГЕС-2 в 1970-х роках конструкція автодорожнього переїзду по греблі Дніпровської ГЕС була значно змінена для забезпечення нормативних показників в частині пропускної спроможності автодорожнього переїзду (мосту) і несучої здатності його конструкцій. В теперішній час автодорожній переїзд потребує реконструкції для забезпечення довготривалої та надійної експлуатації споруд, тому виникла потреба перевірки технічного стану опор мосту над греблею та водозливної поверхні бетонної греблі. Це пов'язано також з тим, що міст розташовано на консолях, що спираються на опори, які були зведені в 1932 році і пережили часткове руйнування від вибухів у період Другої світової війни в 1941 та 1943 роках та відновлення. Бетонні конструкції греблі Дніпровської ГЕС знаходяться в експлуатації майже 100 років, що відповідає нормативному граничному терміну їх експлуатації згідно з (ДБН В.2.4-3, 2010), та потребують перевірки їх технічного стану.

Дослідження технічного стану опор мосту показали, що міцність бетону з часом суттєво не зменшилася, незважаючи на те, що бетон знаходився тривалий час під впливом кліматичних чинників, а це свідчить про можливість бетонних конструкцій виконувати свої функції після реконструкції та ремонтних робіт по їх відновленню.

За результатами порівняння отриманих даних з даними обстежень, виконаних в попередні роки, стан всіх опор мосту та водозливної греблі погіршився, що проявилося в збільшенні кількості тріщин, ділянок корозії бетону та арматури. Відзначено, що експлуатація опор мосту може продовжуватися, проте потрібно виконати їх ремонт в складі ре-конструкції всіх бетонних ГТС Дніпровської ГЕС.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах (Фаренюк та ін., 2019; Фаре-

нюк та ін., 2020) в галузі гідротехніки висвітлюються питання надійності та безпеки гідротехнічних споруд в умовах їх тривалої експлуатації в складі каскаду ГЕС. Важливою задачею гідроенергетики України є дотримання безпеки та надійності ГТС Дніпровського каскаду ГЕС з врахуванням особливостей їх роботи та технічного стану з врахуванням руйнувань Дніпровської ГЕС, знищення Каховської ГЕС та надання шкоди екології прилеглої території.

МЕТА РОБОТИ

Оцінка працездатності ГЕС та ГТС Дніпровського каскаду в наслідок їх руйнувань під час війни та технічного стану бетону опор мосту та водозливної греблі Дніпровської ГЕС, одного із головних гідроенергетичних об’єктів України, що дозволить забезпечити їх подальшу надійну і безпечну роботу, а також можливість реконструкції автодорожнього мосту при забезпеченні охорони навколишнього природного середовища.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Матеріали та методи

При проведенні оцінки технічного стану опор автодорожнього переїзду та бетонної водозливної греблі Дніпровської ГЕС використовували візуальні обстеження та інструментальні дослідження стану бетону биків та водозливної греблі, що знаходяться тривалий час під впливом атмосферних чинників.

При проведенні візуальних обстежень стану бетону були виконана фотофіксація дефектів та пошкоджень бетону опор мосту та водозливної поверхні греблі та визначені місця розташування тріщин, сколів, вилуговування бетону, площі їх розповсюдження.

При проведенні інструментальних досліджень стану бетону були використані наступні випробувальне обладнання, засоби вимірювальної техніки і реактиви: штангенциркуль; рулетка електронна; прес гідравлічний; установка алмазного буріння Eibenstock з коронкою Ø 102 мм; перфоратор акумуляторний AEG з коронкою Ø 40 мм; ручний насос для продування від бетонного пилу; розчин фенолфталеїну; станок розпилювальний для бетону Cedima.

Загальна характеристика Дніпровського каскаду ГЕС та ГАЕС

Основу гідроенергетики України складає Дніпровський каскад ГЕС та ГАЕС (потужністю біля 4000 МВт) та Дністровський каскад ГЕС та ГАЕС (потужністю за проєктом – 3035 МВт) (на сьогодні (з введеними 4-ма агрегатами ГАЕС) – 2063 МВт) та діючі малі ГЕС (загальна потужність близько 100 МВт).

До складу Дніпровського каскаду ГЕС входять 93 гідроагрегати потужністю 3911,1 МВт в складі шести гідроелектростанцій: Київська ГЕС (20 гідроагрегатів потужністю 412 МВт), Канівська ГЕС (24 гідроагрегати потужністю 451 МВт), Кременчуцька ГЕС (12 гідроагрегатів потужністю 625 МВт), Середньодніпровська ГЕС (8 гідроагрегатів потужністю 360,8 МВт), Дніпровська ГЕС-1 та ГЕС-2 (9+8 гідроагрегатів потужністю 1503,6 МВт) та Каховська ГЕС (6 гідроагрегатів потужністю 323,2 МВт, а також Київська ГАЕС (6 гідроагрегатів потужністю 235,5 МВт) [1, 2].

Гідровузли Дніпровського каскаду ГЕС та ГАЕС відносяться до об’єктів підвищеного класу наслідків (відповідальності) СС3. Аварії на цих потенційно небезпечних об'єктах мають багатофакторний вплив на природне середовище, на життя людини та її господарську діяльність. Тому надійність і безпека, охорона навколишнього природного середовища цих гідровузлів повинні бути забезпечені на період експлуатації, а також при ремонті, реконструкції, консервації та ліквідації.

Саме ГЕС із крупними водосховищами комплексного призначення виконують задачі регулювання річкового стоку, утворюють водогосподарські комплекси. Це призводить до прискорення розвитку оточуючої інфраструктури й зростання економіки України.

Будівництво ГЕС Дніпровського каскаду дозволило забезпечити вироблення екологічно чистої пікової електроенергії, що створює сприятливі умови роботи енергосистеми України. Реконструкція ГЕС Дніпровського каскаду дозволить підвищити безпеку основних споруд ГЕС каскаду, а також підвищити енергетичні характеристики. В результаті виконання реконструкції I та II черги сумарна встановлена потужність ГЕС Дніпровського каскаду буде підвищена на 554,5 МВт в генераторному режимі. Енергетичні характеристики ГЕС Дніпровського каскаду наведені в Табл. 1.

Таблиця 1 – Енергетичні характеристики ГЕС Дніпровського каскаду
Table 1 – Energy characteristics of the Dnieper Cascade HPP

ГЕС	Кількість агрегатів	Встановлена потужність, МВт	Середнє багаторічне вироблення електроенергії, млн кВт·год / рік
Київська	20	440	709
Канівська	24	528	945
Кременчуцька	12	682,8	1516
Средньодніпровська	8	387	1232
Дніпровська ГЕС-1	9	648	1634
Дніпровська ГЕС-2	8	900	2271
Каховська	6	334,8	1295

Каховська ГЕС була повністю зруйнована російськими окупантами внаслідок вибуху 06.06.2023 року і на сьогодні не експлуатується. Атаки росіян по гідроенергетичній системі України відбувались неодноразово: Дніпровські ГЕС-1 та ГЕС-2 зазнали ракетних ударів по конструкціях ГТС 31.10.2022 року, 16.12.2022 року, 15.03.2023 року, 22.03.2024 року приведено на Рис. 1 та 01.06.2024 року.

Водні ресурси водосховищ Дніпровського каскаду призначені для комплексного використання: для гідроенергетики, комунального і промислового водопостачання, зрошування і зволоження земель, водного транспорту, рибного господарства, рекреації.

Експлуатація ГТС, що входять до складу гідровузлів Дніпровського та Дністровського каскадів ГЕС та ГАЕС, охорона навколишнього природного середовища здійснюються власником цих гідровузлів – ПрАТ «Укргідроенерго». Для підвищення оперативності та достовірності контролю за станом безпеки та надійності ГТС Дніпровського та Дністровського каскадів (напружено-деформованим станом бетону, осіданнями споруд та основи, п’єзометричним рівнем води та фільтраційними витратами в тілі, основі та в примиканнях до берегів земляних гребель тощо) вони оснащені автоматизованими системами контролю (далі – АСК). Надійність та безпека ГТС цих гідровузлів забезпечують-ся на основі оцінки їх технічного стану шляхом аналізу та узагальнення даних натурних візуальних та інструментальних досліджень на основі АСК та системи моніторингу просторових зміщень споруд, проведенням комплексних досліджень поточного стану гідротехнічних споруд.

Стан Каховської ГЕС, що зазнала критичних руйнувань під час війни

6 червня близько 02:50 2023 року російські окупанти вдалися до чергового акту екоциду, котрий призвів до безпрецедентних екологічних наслідків для півдня України і цілого Чорноморського регіону. Наслідки руйнування Каховської ГЕС наведені на рисунку 1.

Знищення дамби Каховської ГЕС стало однією з найбільших техногенних катастроф Європи. У зоні лиха опинилося близько 16 000 людей, та близько 80 населених

пунктів затоплених внаслідок теракту. Наслідками злочинного руйнування Каховської ГЕС, крім недоотримання електричної енергії, є:

- знищення та значне порушення екосистем Каховського водосховища та притоки Дніпра, на яких відбувався підпір води, низов'я Дніпра, Дніпровського лиману і порушення екосистем пригирлової ділянки Чорного моря;

- масова загибель водних організмів (риби, молюсків, ракоподібних, мікроорганізмів, водної рослинності) з подальшим погіршенням якості води внаслідок розкладення загиблих організмів;

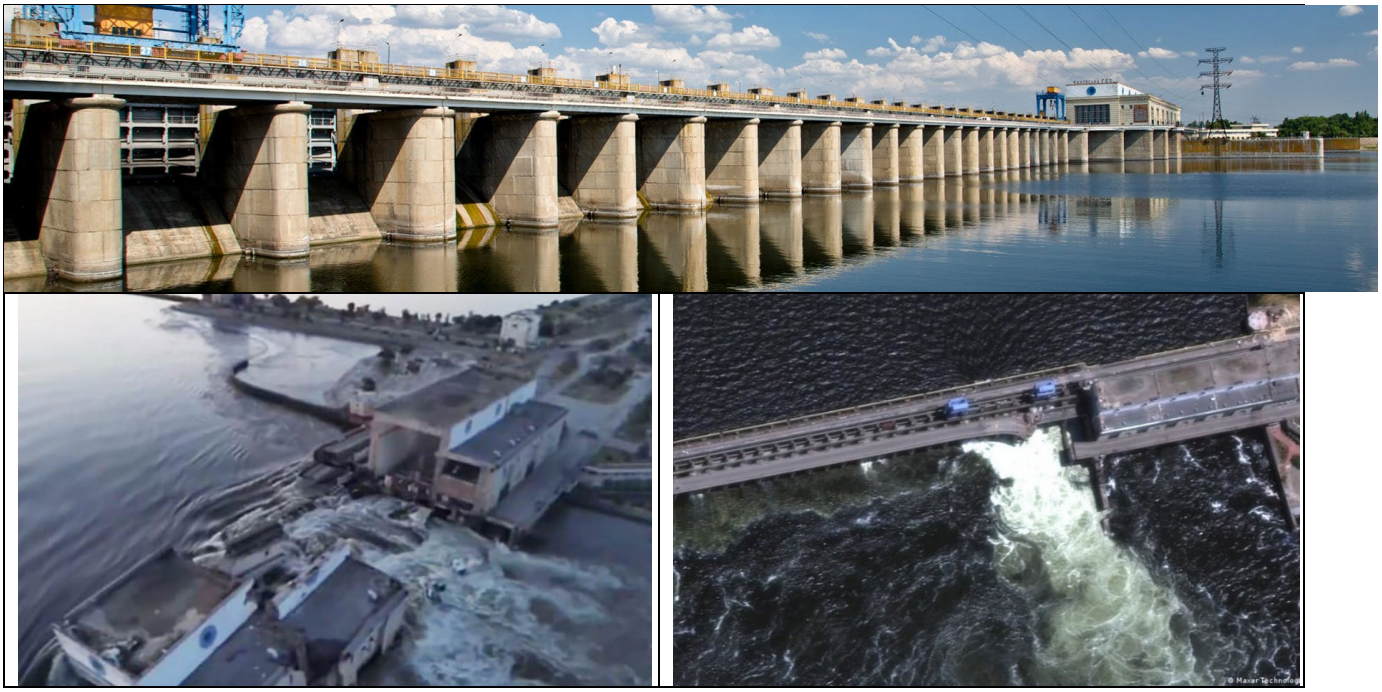


Рис. 1. Каховської ГЕС до та після руйнування (Maxar Technologies, 2023)
Fig. 1. Kakhovka HPP before and after destruction (Maxar Technologies, 2023)

- порушення середовища існування риби, молюсків, ракоподібних, птахів, земноводних та інших тварин, які заселяють акваторію та прибережні комплекси і нижче за течією до Кінбурнського півострова;

- порушення середовища існування та можлива загибель тварин, популяцій гризунів, занесених до Червоної книги України;

- порушення середовищ існування рослинних комплексів (прибережна водна рослинність), степових та лісових комплексів (низов'я Дніпра, де зростають ендемічні види, занесені до Світового червоного списку, які більше ніде в світі не зустрічаються);

- непрогнозоване відкладання наносів та змитих ґрунтів з поверхні суходолу;

- негативний вплив на акваторії, прибережні території та сухопутну частину трьох українських національних природних парків – «Нижньодніпровський», «Кам'янська Січ», «Білобережжя Святослава», Чорноморський біосферний заповідник (ця територія також має статус біосферного резервату ЮНЕСКО), Регіонального ландшафтного парку «Кінбурнська Коса» та численних об'єктів природно-заповідного фонду з меншими площами, вплив на проектовані природоохоронні території;

- порушення водопостачання об'єктів у Херсонській і, частково, Запорізькій та Дніпропетровській областях;

- забруднення вод Дніпра і Чорного моря (потрапляння до вод паливно-мастильних матеріалів, змив сміття, агрохімікатів, інших небезпечних матеріалів, затоплення і виведення з ладу систем очистки стічних вод, каналізації, порушення шарів намулу, в яких десятиліттями відбувалось накопичення забруднюючих речовин);

- затоплення будинків, споруд, підприємств, втрати майна, руйнування;
- знищення свійських тварин, худоби, домашніх тварин, тварин у зоопарках, що призведе до отруєння води, ґрунтів, повітря та становити небезпеку поширення інфекційних хвороб;
- ускладнення або повне унеможливлення водопостачання для сільськогосподарських потреб півдня Херсонської області;
- вимивання, перенесення мін та інших вибухонебезпечних речовин, збільшення мінної небезпеки;
- ускладнення або унеможливлення відбору води, необхідної для охолодження Запорізької АЕС, загроза ядерній безпеці світу;
- зміна мезоклімату території через зміну площі водного дзеркала, зміна водного балансу території та збільшення відкритих ділянок суші;
- неможливість регулювання водного режиму під час паводків, ризики повторного підтоплення територій, які були залежними від регулювання з боку Каховської ГЕС.

Відновлення екосистем – це реально, але для цього потрібен час та гроші. За попередніми підрахунками, для відновлення Каховської ГЕС потрібно щонайменше п’ять років та від 1 до 2 млрд євро.

Загальна характеристика та сучасний стан Дніпровської ГЕС

Термін будівництва комплексу: ГЕС-1 – 1927…1932 роки, ГЕС-2 – 1970…1980 роки. Встановлена потужність – 1503,6 МВт.

ДніпроГЕС-1 та ДніпроГЕС-2 входять до складу гідровузлів Дніпровського каскаду, ведуть добове і тижневе регулювання, приймають участь в покритті піку добового графіка навантажень енергосистеми України.

До складу основних гідротехнічних споруд Дніпровського гідровузла входять:

- водозливна гребля;
- щитові стінки ГЕС-1 та ГЕС-2;
- будівлі ГЕС-1 та ГЕС-2 з монтажними майданчиками;
- спрягаючі споруди;
- однокамерний і трикамерний судноплавні шлюзи;
- глухі бетонні греблі біля лівого та правого берегів.

У загальній компоновці основних споруд: ГЕС-1 розташована на правому березі Дніпра, ГЕС-2 та судноплавні шлюзи – на лівому березі.

Ґрунтовою основою споруд Дніпровської ГЕС є кристалічні породи, представлені, в основному, гранітами (рідше гранітогнейсами), слабо вивітрілими, які іноді мають підвищену тріщинуватість. Покрівля їх має вельми нерівну поверхню з перепадами відміток від мінус 12,00 м до +15,00 м.

Основні особливості компоновки та конструкції Дніпровської ГЕС:

ГЕС-1: будівля прямолінійна в плані, розбита температурно-осадовими швами на блоки довжиною 22 м, з верхової сторони приєднується до щитової стінки. Надводна частина з закритим машинним залом.

ГЕС-2: будівля криволінійна в плані, паралельно окресленню водозливної греблі, напірні залізобетонні водоводи розташовані на водозливній поверхні греблі. План розташування автодороги через водозливну греблю Дніпровську ГЕС наведено на Рис. 2.

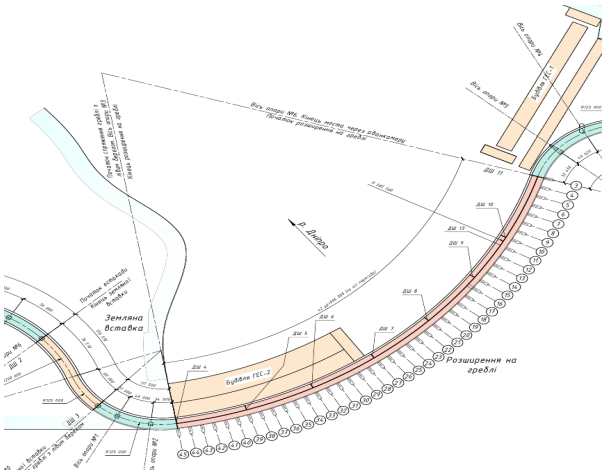


Рис. 2. План розташування автодорожнього переїзду (мосту) через водозливну греблю Дніпровської ГЕС

Fig. 2. Location plan of the road crossing (bridge) across the spillway dam of the Dnieper HPP

Слід ще раз відзначити, що Дніпровська ГЕС зазнавала часткових руйнувань в період Другої світової війни. Види на водозли-

вну греблю Дніпровську ГЕС після вибухів у 1941 р. та опори мосту наведені на рисунку 3.

Під час збройної агресії російської федерації були зафіксовані ракетні попадання у конструкції будівель ГЕС-1, ГЕС-2, трансформаторну підстанцію, опори та мостовий перехід, що призвело до призупинення роботи гідроелектростанцій ГЕС-1 та ГЕС-2.

Наслідки влучань по Дніпровській ГЕС наведені на Рис. 4.

Доведеться відновлювати машинний зал Дніпровської ГЕС-1 та ГЕС-2, електричне обладнання. Деякий час ГЕС-2 зможе працювати в обмеженому режимі. На повне відновлення потрібен значний час.

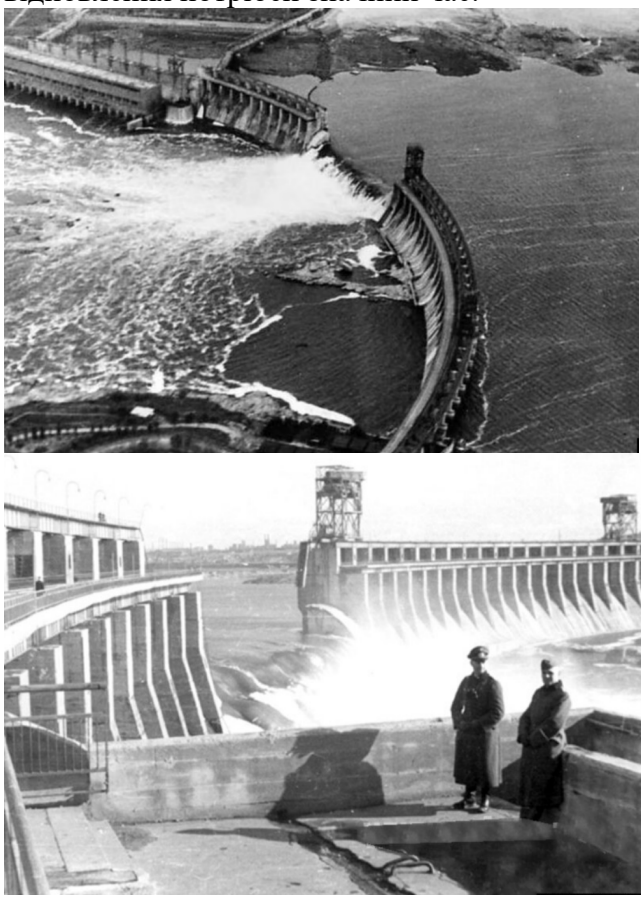


Рис. 3. Види на водозливну греблю Дніпровської ГЕС після вибухів у 1941 р. та бики № 22-25, підірвані з вертикальних вентиляційних шахт (з боку нижнього б'єфу) (memorua.org, 1941)

Fig. 3. Views of the spillway dam of the Dnieper HPP after the explosions in 1941 and bulls No.22-25, blown up from vertical ventilation shafts (from the downstream side) (memorua.org, 1941)

Рис. 4. Наслідки влучань по Дніпровській ГЕС 22.03.2024 р. з витоком нафтопродуктів (top.today.ua, 2023)

Fig. 4. Consequences of the Dnieper HPP impacts on March 22, 2024 with the leakage of petroleum products (top.today.ua, 2023)

Характеристика бетонної водозливної гравітаційної греблі

Ґрунти основи водозливної греблі – гранітогнейси, граніти. Відмітка гребня – 54,80 м, максимальний напір – 38,7 м, будівельна висота – 62,0 м, довжина по гребню – 760,5 м. В плані гребля має форму дуги радіусом 600 м (рисунок 5), ширина по гребню – 2,8 м, ширина по підошві – 39,7 м. Водозливний фронт складає 47 отворів шириною 13 м кожний. З них 25 отворів використовуються для пропуску повені, 16 для водозабору ГЕС – 2, 4 (забетоновані) і на ГЕС-1 2 шт., один (№ 29) – не використовується згідно з проєктом у зв'язку з можливим затопленням машинного залу ГЕС-2. Відмітка порогу водозливу – 41,65 м. Кількість водозливних отворів і їх основні розміри: 25 отворів шириною 13 м і напором на водозливі 9,75 м. Сумарні розрахункові витрати води через водозливні отвори: при нормальному підпірному рівні (далі – НПР) – 21300 м^3/с.

В тілі греблі є дві потерни на відмітках +14,400 м і +29,900 м. За водобій слугує

скельний ґрунт річки. Протифільтраційні пристрої: цементаційна завіса в основі глибиною до 30 м. Дренажні пристрої: свердловини діаметром 100…150 мм в тілі греблі на відстані 6,6 м; свердловини в основі греблі діаметром 100…150 мм глибиною 4,0 м.

Об'єкти розташовані у примиканні – бетонний стоян зі сторони правого берегу, скельна основа зі сторони лівого берегу.

З історичних джерел відомо, що водозливна гребля зазнавала підриву у 1941 році, коли було зруйновано верхню її частину приблизно від 13 до 21 опори (рисунок 4), а також руйнівного вибуху у 1943 році, коли було зруйновано верхню частину опор №№ 1, 2, 4, 6, 7, 16-18, 22-25, 36-44, інші опори мали дефекти від вибуху. Детально утворені дефекти від вибухів описані у (Логінов, 1947).

По гідротехнічних спорудах Дніпровської ГЕС проходить автодорожній переїзд (міст), що пов'язує правий та лівий береги р. Дніпро (рисунок 5).

У верхніх частинах опор під автомобільним проїздом по греблі укладався бетон в 1999-2000 роках (так звана «набетонка»).

Таким чином, бетон греблі можна розділити на такі основні частини (зони):

- бетон укладений в 1929-1932 роках (основна частина споруди);
- бетон укладений при ремонті в 1942 році після вибухів в 1941 році (верхня частина дамби від 13 до 21 опори);
- бетон укладений при ремонті в 1944-1947 роках після вибухів в 1943 році (верхня частина дамби в биках №№ 1, 2, 4, 6, 7, 16-18, 22-25, 36-44);
- «набетонка» у верхній частині опор (виконана в 1999-2000 роках).

Рис. 5. Загальні види на автомобільний переїзд та водозливну греблю Дніпровської ГЕС з лівого берега (з боку нижнього б'єфу)

Fig. 5. General views of the road crossing and spillway dam of the Dnieper HPP from the left bank (from the downstream side)

У 1974 р. розпочато реконструкцію автодорожнього переїзду через греблю, аванкамеру і шлюзи, яка була закінчена в 1977 р.

Автодорожній переїзд по спорудах Дніпровської ГЕС складається з комплексу нижчеперелічених споруд:

1 Естакада через шлюзи довжиною 352,0 м;

2 Естакада сполучення греблі з лівим берегом довжиною 111,5 м;

3 Автомобільний переїзд по греблі довжиною 666,0 м;

4 Міст через аванкамеру довжиною 319,75 м;

5 Земляна вставка довжиною 136,6 м.

Загальна довжина автодорожнього переїзду 1585,9 м.

У 2005 році були проведені локальні дослідження фізико-механічних характеристик бетону, вибуреного в місці контакту бетон-скеля водозливної греблі. Вибурю-

вання проводилось із потерни. За результатами випробувань зразків було визначено, що міцність бетону орієнтовно коливається від 33 до 60 МПа.

Також були виконані випробування міцності бетонних зразків виготовлених із бетонних конструкцій греблі. Дослідженнями фізико-механічних характеристик бетону та параметрів його корозійного стану встановлено, що середня міцність бетону на стиск в основному коливається від 24 до 480 МПа, що відповідає класу бетону за міцністю від С12/15 до С30/35.

Результати візуальних обстежень та інструментальних досліджень технічного стану биків і поверхні водозливної греблі у 2021 році

Візуальні обстеження

Візуальні обстеження та інструментальні дослідження технічного стану опор мосту і по-верхні водозливної греблі Дніпровської ГЕС були виконані ДП НДІБК у 2021 році. Об-стеження проводилися з визначенням характеру та параметрів їх пошкоджень, фотофіксацією дефектів та пошкоджень. Візуальні обстеження верхніх частин поверхні всіх биків та водозливних поверхонь греблі проводились з пішохідних підмостків та тротуару автодороги шляхом фотофіксації їх недоліків та пошкоджень приведені на Рис. 6. Візуальні обстеження нижніх частин всіх опор та водозливних поверхонь греблі проводилися з човна з боку нижнього б'єфу шляхом фотофіксації недоліків та пошкоджень. При обстеженні розкриття оздоблювального шару конструкцій не виконувалося.

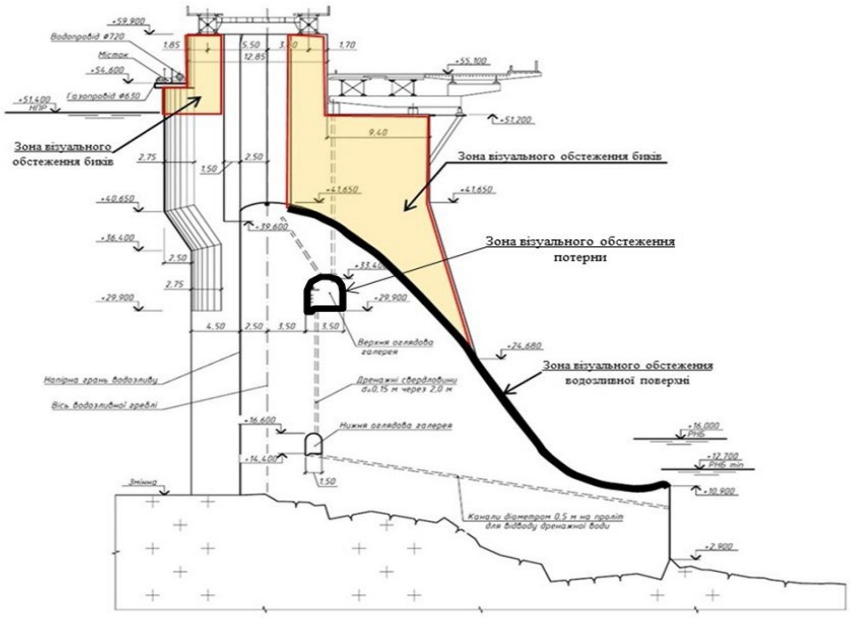


Рис. 6. Зони візуального обстеження биків та водозливної поверхні греблі
Fig. 6. Visual inspection areas of the dam and spillway

При обстеженні бетону опор з боку верхнього показано на Рис. 7) та нижнього Рис. 8) б'єфів, верхньої потерни Рис. 9) та поверхні водозливної греблі Рис. 10) зафіксовано такі дефекти та пошкодження:

- окремі тріщини та сітки тріщин шириною розкриття 0,1…20 мм в бетоні;
- сітки тріщин шириною розкриття 0,1…10 мм в оздобленні;
- руйнування захисного шару бетону та сколи бетону;
- недостатній захисний шар бетону, неякісне бетонування;
- оголення та корозія арматури;
- руйнування, відшарування оздоблювального шару;
- сліди замокання, висоли;
- площинне руйнування бетону поверхні водозливу на глибину до 3,0 см;

- локальні руйнування бетону поверхні водозливу на глибину до 10 см;
- сліди замокання, проростання рослинності на поверхні водозливу;
- фільтрація води крізь шви бетонування на водозливі;
- розкриття швів між блоками бетонування водозливу.

Рис. 7. Руйнування захисного шару бетону, оголення та корозія арматури, сколи, висоли, тріщини (відповідно опори №№ 10, 11, 12 з боку верхнього б'єфу)

Fig. 7. Destruction of the protective layer of concrete, exposure and corrosion of reinforcement, chips, efflorescence, cracks (respectively, supports No. 10, 11, 12 from the upper beam side)

Рис. 8. Руйнування захисного шару бетону, тріщини шириною розкриття до 5 мм, висоли, неякісне бетонування, фільтрація (опори №№ 46, 47, 48 з боку нижнього б'єфу)

Fig. 8. Destruction of the protective layer of concrete, cracks with an opening width of up to 5 mm, efflorescence, poor-quality concreting, filtration (supports No. 46, 47, 48 from the lower side of the embankment)

Виявлені пошкодження виникли внаслідок зовнішнього впливу (фізико-механічних та динамічних дій води), погодно-кліматичних факторів, недостатньо якісного виконання будівельно-монтажних робіт під час відновлення греблі у 1947 році та відсутності своєчасних ремонтів.

Рис. 9. Руйнування бетону потерни, оголення та пластинчаста корозія арматури, сліди замокання
Fig. 9. Destruction of concrete, abrasion, exposure and lamellar corrosion of reinforcement, traces of soaking

Рис. 10. Загальний вид водозливної поверхні між опорами № 3 і № 4. Руйнування бетону, оголення та корозія арматури, сколи бетону опор №№ 18, 21
Fig. 10. General view of the spillway surface between supports No. 3 and No. 4. Destruction of concrete, exposure and corrosion of reinforcement, concrete chips of supports No. 18, 21

Аналіз результатів візуальних обстежень дозволяє зробити наступні висновки:

- у порівнянні з результатами обстежень, виконаними в 2008 та 2017 роках, стан всіх опор водозливної греблі погіршився, що проявилося в збільшенні кількості тріщин, ділянок корозії бетону та арматури і прогресуючого розвитку блочної структури;

- експлуатація опор може продовжуватися, проте потрібне виконання попереджувального ремонту, що передбачає відновлення захисного шару бетону опор і ліквідацію тріщин (тампонування ремонтними сумішами).

Оцінка технічного стану биків та водозливної греблі проводилася у відповідності з ДСТУ-Н Б В.1.2-18 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану» (ДСТУ-Н Б В.1.2-18, 2016). Загальний технічний стан бетонних конструкцій опор мосту та поверхні водозливної греблі Дніпровської гідро-

електростанції охарактеризований як задовільний, що дозволяє виконувати подальшу експлуатацію споруд.

Інструментальні дослідження

Дослідження проводилися шляхом вибурювання кернів з бетонних поверхонь в місцях, доступних до вибурювання. Місця вибурювання кернів вибиралися з урахуванням історії виконання бетонних робіт при будівництві і відновленні Дніпровської ГЕС після руйнувань в період Другої світової війни, а також дотримання техніки безпеки і узгоджувалися з представниками експлуатуючої організації.

Для визначення ступеня карбонізації бетону вирізалися керни Ø 40 мм, які досліджувалися на місці хімічним методом. Місця проведення інструментальних досліджень (місця вибурювання кернів) намічалися після проведення та попереднього аналізу результатів візуальних обстежень. Для визначення міцності бетону з тіла конструкцій вибурювалися керни діаметром 100 мм, що випробовувалися на стиск в лабораторних умовах в

ДП НДІБК (рисунок 11). Керни вибурювались за допомогою установки для вибурювання на штативі та алмазної коронки. Установка дозволяла здійснювати вибурювання зразків як у вертикальному положенні, так в горизонтальному, а також під кутом.

Карбонізація бетону

Визначення глибини карбонізації бетону виконувалось в місцях, наведених на Рис. 11. Визначення корозійних пошкоджень (глибини карбонізації) бетону здійснювалось шляхом вибурювання зразка-керну, використовуючи ударну коронку (діаметр коронки 40 мм) (СОУ ДП НДІБК В.2.6-02495431-003, 2020). За допомогою перфоратора вирізалися керни діаметром Ø 40 мм і довжиною 30-50 мм в кількості 5 кернів на 1 зону – всього 10 зон наведено на Рис. 11. Після вилучення керну, його поверхню та місце вибурювання ретельно очищали від утвореного пилу, продуваючи повітрям.

Для визначення глибини карбонізації бетону застосовувався розчин фенолфталеїну, який наносився на місце вибурювання. Через декілька секунд після нанесення розчину фенолфталеїну оцінювалась глибина карбонізації бетону конструкції за малиновим забарвленням розчину фенолфталеїну при його взаємодії з лужним середовищем бетону. В місцях де реакція не відбувалась фенолфталеїн не змінює свій колір на малиновий, що свідчить про карбонізацію бетону. Глибина карбонізації бетону вимірювалась штангенциркулем з точністю до 1 мм.

Карбонізація бетону є одним з видів корозії бетону, який приводить до зміни його фізико-механічних характеристик і корозії арматури.

Найнебезпечніші пошкодження залізобетонних конструкцій в агресивних середовищах пов’язані, як правило, з корозією арматури внаслідок недостатньої товщини та щільності захисного шару бетону. Тривалість дії захисних властивостей бетону відносно арматури у вологій атмосфері визначається кінетикою його нейтралізації кислими газами і залежить від товщини захисного шару бетону, реакційної ємності відносно кислого газу і дифузійної проникності бетону. Слід контролювати глибину карбонізації бетону, щоби вона не була більше за товщину захисного шару бетону для уникнення корозії арматури.

Спостереження за бетонними та залізобетонними спорудами показують, що вже через декілька місяців твердіння бетону на повітрі при підвищеній вологості карбонізований шар на конструкціях стає завтовшки в кілька міліметрів (Бліхарський, та ін., 2007). Збільшення товщини карбонізованого шару при підвищеній вологості пояснюється тим, що вода має каталізуючий вплив на процес карбонізації. Карбонізація може проходити лише за наявності певної кількості вологості в порах бетону (не менш 0,5...1,0 % загальної маси). В частинах споруд, які знаходяться під постійною дією води із вмістом агресивної вуглекислоти, карбонізований шар має незначну товщину. Це пояснюється перш за все руйнуванням карбонізованого шару на зовнішній повер-

хні під дією вуглекислоти внаслідок його вимивання водою, а також утворенням щільного карбонатного шару.

Глибину карбонізації бетону водозливної греблі визначали у п’яти поруч розташованих точках. Проведені дослідження показали, що середні показники глибини карбонізації бетону биків з боку нижнього б’єфу зменшується, бетону у потерні збільшується у напрямку від правого берега до лівого показано на Рис. 12.

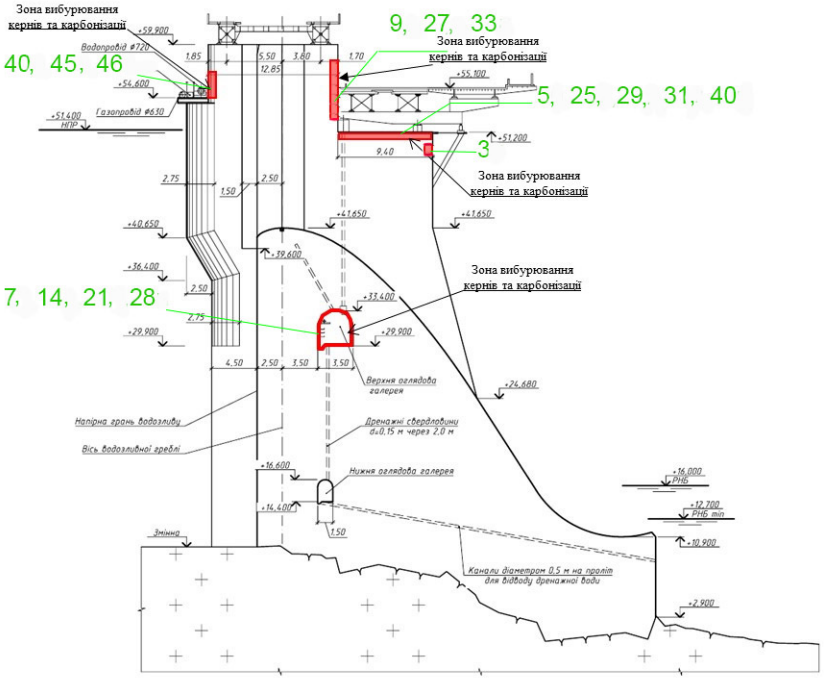


Рис. 11. Зони відбору кернів та номери опор, в яких проводилось вибурювання
Fig. 11. Core sampling areas and pier numbers where drilling was carried out

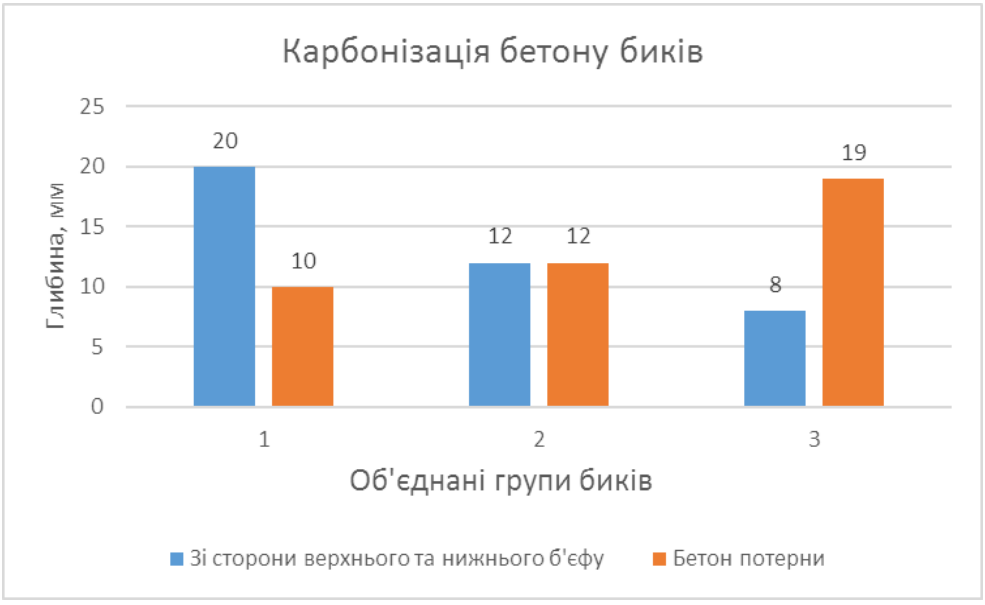


Рис. 12. Середні значення глибини карбонізації бетону биків по довжині водозливної греблі (на рисунку об’єднані групи опор: № 1 – опори №№ 1-18; № 2 – опори №№19-35; № 3 – опори №№ 35-49)
Fig. 12. Average values of the carbonation depth of the concrete of the bulls along the length of the spillway dam (the figure shows the combined groups of supports: No. 1 – supports No. 1-18; No. 2 – supports No. 19-35; No. 3 – supports No. 35-49)

Найбільші значення глибини карбонізації бетону виявлені на опорі № 5, де середнє значення становило 20 мм, а максимальне - 45 мм. По довжині водозливної греблі глиби-на карбонізації бетону знаходиться в межах від 8 мм (опора № 50) до 15 мм (опора № 40). Від опори № 40 і до краю греблі глибина карбонізації бетону знаходиться в межах від 3 до 13 мм.

У потерні глибина карбонізації бетону збільшується від 10 мм (опора № 7) до 19 мм (опора № 28). Максимальні значення виявлені на опорах № 21 і № 28 – 32 мм і 30 мм, відповідно. Стінка потерни з боку верхнього б'єфу має досить рясні утворення висолів на поверхні бетону. В цих місцях тест на карбонізацію спочатку буде завжди показувати позитивний результат, оскільки сполуки кальцію (гідрокарбонати) вимиваються з тіла бетону на поверхню і індикатор реагує на лужне середовище. Бетон в таких місцях поступово втрачає свої характеристики та захисні властивості.

Визначення глибини карбонізації «набетонки» показало, що значення знаходяться у межах від 1 до 15 мм і відрізняються між собою по всій довжині водозливної греблі.

Значних відмінностей по відношенню до глибини карбонізації для різних видів основного бетону, що був укладений в різні роки, не виявлено.

Наявна на листопад 2021 р. глибина карбонізації бетону опор (10…45 мм) не є критичною, оскільки захисний шар має бути не менше 50 мм. Однак достовірно невідома глибина закладання металевої арматури в бетоні опор, що пов'язано з відсутністю матеріалів щодо товщини захисного шару при відновлювальних роботах по бетонуванню опор після вибухів 1941 та 1943 років (Збірник статей, с. 11…22). Прогнозування строків безпечної експлуатації конструкцій без створення передумов для уникнення корозії арматури внаслідок поширення карбонізації буде виконуватись в подальшому.

Фізико-механічні дослідження

Для визначення міцності бетону з тіла конструкцій були вибурені керни довжиною від 350 мм до 400 мм. З кожного вибуреного керна, відповідно до ДСТУ Б В.2.7-223, виготовлено по три зразки. Визначення міцності виконували згідно з ДСТУ Б В.2.7-223 та ДСТУ Б В.2.7-214.

Зміни міцності бетону на різних ділянках опор водозливної греблі наведено на Рис. 13.

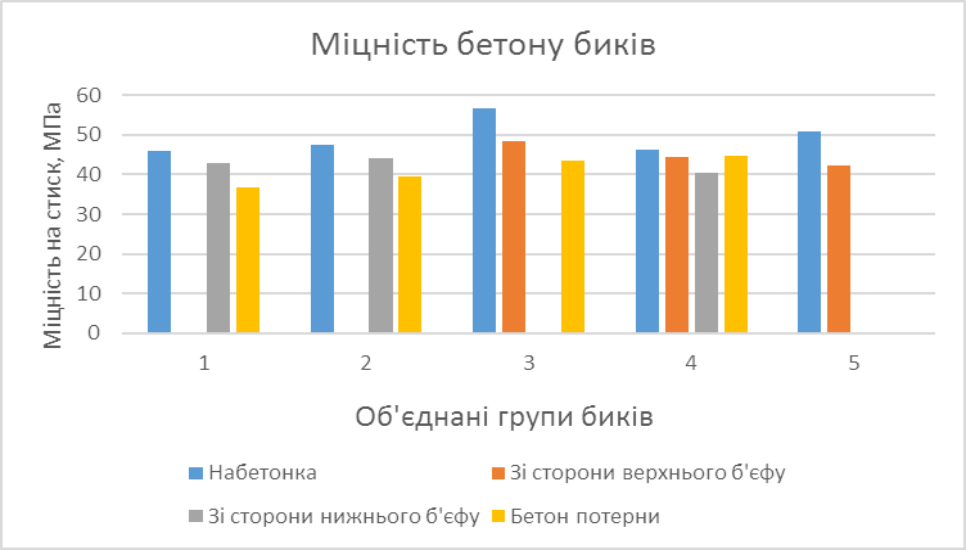


Рис. 13. Середні значення міцності бетону на стиск по довжині водозливної греблі. Об'єднані групи опор: № 1 – опори № 1-10; № 2 – опори № 11-20; № 3 – опори № 21-30; № 4 – опори № 31-40; № 5 – опори № 41-49

Fig. 13. Average values of compressive strength of concrete along the length of the spillway dam. Combined groups of supports: No. 1 – supports No. 1-10; No. 2 – supports No. 11-20; No. 3 – supports No. 21-30; No. 4 – supports No. 31-40; No. 5 – supports No. 41-49

Результати лабораторних досліджень кернів показали, що міцність бетону на стиск становить 42,7…62,1 МПа (клас С30/35… С32/40) для «набетонки» (опори №№ 5, 25, 29, 31, 40); 37,7…47,7 МПа (клас С20/25… С25/30) для бетону в потерні (опори №№ 7, 14, 21, 28); 33,3…51,1 МПа (клас С25/30… С30/35) для бетону опор з боку верхнього б'єфу (опори №№ 9, 27, 33, 40, 45, 46).

Верхню частину опори № 40 було заново відновлено після вибуху 1943 року (Збірник статей), тому бетон нижньої частини опори, не маючи дефектів від вибуху, має найвищі показники міцності серед «старого» бетону – до 51,1 МПа та відрізняється за кольором від бетону, укладеного під час будівництва.

Таким чином, міцність бетону в порівнянні із раніше встановленими значеннями не знизилася, незважаючи на те, що він знаходиться тривалий час під впливом атмосферних чинників, а це свідчить про можливість опор виконувати функції після реконструкції та ремонтних робіт по відновленню стану пошкоджених ділянок.

З урахуванням результатів виконаного натурного обстеження, а також результатів інструментальних та лабораторних випробувань, технічний стан бетону опор мосту, згідно з ДСТУ-Н Б В.1.2-18 оцінений як *задовільний*.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. За результатами порівняння з даними обстежень, виконаних в 2008 та 2017 роках, стан всіх опор водозливної греблі дещо погіршився, що проявилося в збільшенні кількості тріщин, ділянок корозії бетону та арматури і прогресуючого розвитку блочної структури.

2. Міцність бетону в порівнянні із раніше встановленими значеннями не знизилася, а це свідчить про можливість конструкцій виконувати функції. Бетон опор, станом на листопад 2021 р., переважно має клас міцності С25/30. «Набетонка» під мостовими конструкціями має клас міцності переважно С30/35.

3. Наявна на листопад 2021 р. глибина карбонізації бетону опор (10…45 мм) не є критичною, оскільки захисний шар має бути не менше 50 мм.

4. З урахуванням результатів виконаного натурного обстеження, а також даних інструментальних та лабораторних випробувань, технічний стан бетону опор мосту та поверхні водозливної греблі згідно з ДСТУ-Н Б В.1.2-18 оцінений як задовільний.

5. В цілому конструкції опор та водозливної греблі відповідають сучасним нормативним вимогам, але для забезпечення їх надійності та безпечної експлуатації необхідно провести відновлювані роботи.

6. При цьому слід провести перевірочні розрахунки конструкцій опор мосту, з врахуванням його реконструкції, згідно з чинними на час реконструкції будівельними нормами (ДБН В.2.4-3, 2010).

7. Результати досліджень мають бути враховані в проекті відновлення Дніпровської ГЕС, який буде розроблений після завершення війни.

ЛІТЕРАТУРА

1. Фаренюк Г. Г., Вайнберг О. І., Хлапук М. М., & Шумінський В. Д. (2019) Надійність та безпека гідротехнічних споруд в умовах тривалої експлуатації. *Журнал «Наука та будівництво»* № 2 (20). ДП НДІБК, 4-18.
2. Фаренюк Г. Г., Вайнберг О. І., & Шумінський В. Д. (2020) Надійність та безпека гідротехнічних споруд Дніпровського та Дністровського каскадів ГЕС. *Журнал «Наука та будівництво»* № 3 (25). ДП НДІБК, 3-12.
3. Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3-2010 (2010). [Чинні від 2011-01-01]. К.: ДП «Укрархбудінформ».
4. ТСН. (2023). *Окупанти підірвали Каховську ГЕС: вода затоплює Херсонщину, які наслідки.* https://tsn.ua/ato/rosiyski-okupanti-pidirvali-kahovsku-ges-2344243.html
5. Радіо свобода. 2023. *У 1941 році було підірвано ДніпроГЕС, щоб зупинити німців. Скільки людей загинуло?* https://www.radiosvoboda.org/a/pidryv-dniprohes-u-1941-rotsi/31415294.html
6. Фокус. (2024). *"Шукаємо по сусідах": Україна потребує додаткові ЗРК для захисту*

енергетики https://focus.ua/uk/voennye-novosti/638661-shukayemo-po-susidah-ukrajina-potrebuye-dodatkovi-zrk-dlya-zahistu-energetiki-galushchenko
7. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 (2017). – К.: ДП «УкрНДНЦ».
8. Оцінка технічного стану залізобетонних конструкцій під час експлуатації в агресивних середовищах: СОУ ДП НДІБК В.2.6-02495431-003:2020 (2020) [Чинні від 2020-10-09]. К.: ДП НДІБК.
9. З.Я. Бліхарський, Р.Ф. Струк & Р.Є. Хміль Дослідження карбонізації бетону в залізобетонних конструкціях (2007). *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»* № 600: *Теорія і практика будівництва.* – 583 с.
10. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за зразками, відібраними з конструкцій: ДСТУ Б В.2.7-223:2009 (2010). – [Чинні від 2010-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд.
11. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 (2010). – [Чинні від 2010-09-01]. К.: Мінрегіонбуд, 2010.

REFERENCES

1. Farenyuk G., Vaynberg O., Shuminskyi V. & Khlapuk N. (2019) The reliability and safety of hydraulic engineering structures in conditions of long operation. *Journal «Science and construction».* № 2 (20). SE NDIBK, 4-18 (in Ukrainian)
2. Farenyuk G., Vaynberg O. & Shuminskyi V. (2020) The reliability and safety of hydraulic engineering structures of the Dnieper and Dniester cascades of hydroelectric power plants. *Journal «Science and construction»* № 3 (25). SE NDIBK, 3-12
3. Hydraulic structures. Basic principles: DBN V.2.4-3-2010. (2010). [Effective from 2011-01-01]. Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform» (in Ukrainian)
4. TSN. (2023). *The occupiers blew up the Kakhovka hydroelectric power station: water is flooding the Kherson region, which is close to us* https://tsn.ua/ato/rosiyski-okupanti-pidirvali-kahovsku-ges-2344243.html
5. Radio Svoboda. 2023. *In 1941, the Dnipro Hydroelectric Power Plant was blown up to stop the Germans. How many people died?* https://www.radiosvoboda.org/a/pidryv-dniprohes-u-1941-rotsi/31415294.html
6. Focus. (2024). *"Looking for neighbors": Ukraine needs additional air defense systems to protect the energy sector* https://focus.ua/uk/voennye-novosti/638661-shukayemo-po-susidah-ukrajina-potrebuye-dodatkovi-zrk-dlya-zahistu-energetiki-galushchenko
7. Guidelines for the survey of buildings and structures to determine and assess their technical condition: DSTU-N B V.1.2-18:2016 (2017). – K.: SE «UkrNDSC» (in Ukrainian).
8. Assessment of the technical condition of reinforced concrete structures during operation in aggressive environments: SOU SE NDIBK V.2.6-02495431-003:2020 (2020) [Effective from 2020-10-09]. - K.: SE NDIBK (in Ukrainian).
9. Z.Y. Blikharsky, R.F. Struk & R.E. Khmil (2007) Research of concrete carbonization in reinforced concrete structures *Bulletin of the National University «Lviv Polytechnic»* № 600: *Theory and practice of construction*. – 583.
10. Building materials. Concrete. Methods for determining strength from samples taken from structures: DSTU B V. 2.7-223:2009 (2010). [effective from 2010-09-01]. K.: Minregionbud (in Ukrainian).
11. Building materials. Concrete. Methods for determining strength according to control samples: DSTU B V.2.7-214:2009 (2010). [Effective from 2010-09-01]. K.: Minregiondud (in Ukrainian).

The state of hydraulic structures of hydroelectric power plants of the Dnieper cascade at example of the Dnieper HPP

Yuriy SLYUSARENKO,
Volodymyr TYTARENKO,
Maksym MYKOLAIETS
Yaroslav DOMDROVSKYI,
Valeryi SHUMINSKYI.

Summary. The article reviews the research results of the concrete supports state of a road crossing and a concrete spillway dam of the Dnieper hydroelectric power station, which has been under the influence of natural and climatic factors for a

long time (since 1932). The depth of concrete carbonation of the bulls from the side of the upper and lower bivouacs and in the upper potern was determined. The assessment of concrete strength was carried out by drilling cores and testing them in laboratory conditions. Concrete and reinforced concrete dams are one of the most common types of hydraulic structures. They are a part of most hydraulic units. The reliable and safe operation of hydroelectric power plants depends on their condition, which significantly affects the economic, ecological and social situation in the region where they are located. Dams are built in various geological conditions. Their construction is characterized by high technology, complex mechanization of works. The facts regarding the explosion of two hydroelectric power plants (DniproHES in 1941 and 1943, Kakhovka HPP in 2023, and Dnipro HPP1 and HPP-2 in 2024) are presented and an analysis of the negative consequences of the criminal destruction of Kakhovka HPP is presented.

An important task of the Ukrainian hydropower industry is to ensure the safety and reliability of the operation of hydraulic structures and environmental protection. The reliability and safety of hydraulic structures, as well as environmental protection, must be ensured during operation, as well as during repair, reconstruction, conservation and liquidation. The construction of the Dnieper Cascade HPP allowed to ensure the generation of environmentally friendly peak electricity, which creates favorable conditions for the operation of the Ukrainian power system. The particularly important role of the Dnieper Cascade HPP in ensuring the reliable operation of the unified power system of Ukraine and environmental protection, as well as human health, is noted. The features of the operation of hydraulic structures and a brief description of the Dnieper HPP structures are given.

Keywords. hydroelectric power plant, hydraulic structure, road crossing, safety, support, spillway, carbonation, core, strength, environment, survey, assessment of technical state.

Апробація удосконаленої моделі грунтової основи для моделювання багатосекційних будівель на пальових фундаментах

Сергій ТАБАЧНІКОВ[1]

Харківський національний університет міського господарства ім. О. М. Бекетова
17, вул. Чорноглазівська, Харків, Україна, 61002
[1]s.v.tabachnikov@ukr.net, orcid.org/0000-0002-2619-8612

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.269-285

Анотація. На сьогоднішній день у будівельній галузі при будівництві багатоповерхових будівель і споруд із значними навантаженнями на основу у вигляді нескельних ґрунтів використовуються великорозмірні плитні та пальово-плитні фундаменти. Однією з основних тенденцій при зведенні житлових комплексів є секційність багатоповерхових будівель. Метою цієї статті є апробація удосконаленої моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного «ступінчастого» шару скінченної розподільчої здатності та її параметрів на підставі порівняння результатів чисельних розрахунків і спостережень за осіданнями трисекційної багатоповерхової будівлі на пальово-плитних фундаментах в процесі будівництва.

На підготовчому етапі досліджень для верифікації поведінки взаємодії одиночної палі з ґрунтовою основою було створено відповідну скінченно елементну модель системи «грунтова основа – одиночна паля». Отримані максимальні значення осідання модельних паль за результатами чисельних розрахунків було порівняно із результатами натурних випробувань грунтів палями, що підтвердило відповідність отриманих розрахункових значень.

Виконано моделювання та розрахунок поряд розташованих пальово-плитних фундаментів трисекційної багатоповерхової будівлі з урахуванням різної поверховості секцій в процесі будівництва у системі «основа – фундаменти – споруди», що взаємодіє із удосконаленою моделлю ґрунтової основи у вигляді суцільного «ступінчастого» шару скінченної розподільчої здатності. Отримані розрахункові значення порівняно із результатами багаторічних натурних спостережень за осіданнями кожної секції будівлі в процесі будівництва. З метою виявлення фактору впливу послідовності зведення будівлі із урахуванням секційності, було проаналізовано розподілення розрахункових реакцій у головах паль однієї з секцій. Результати досліджень підтвердили можливість застосування удосконаленої моделі ґрунтової основи для прогнозування деформацій різноповерхових секційних будівель на великорозмірних пальово-плитних фундаментах, в основі яких залягають структурно стійкі дисперсні ґрунти. Результати чисельних досліджень показують, що врахування у моделі основи різних величин стисливих товщ під різно навантаженими фундаментами в поєднанні з підвищеним модулем деформації, запропонованим професором Самородовим О.В., дозволяє найбільш точно моделювати осідання кожної із секцій трисекційної будівлі.

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

Ключові слова. Різноповерхова будівля, пальово-плитні фундаменти, ґрунтова основа, стислива товща, модуль деформації, модель, удосконалення, натурні спостереження, осідання

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У сучасному будівництві багатоповерхових будівель та споруд, зокрема при значних навантаженнях на ґрунтову основу, що складається з нескельних ґрунтів, широко використовуються великорозмірні плитні та пальово-плитні фундаменти. Однією з характерних рис сучасних житлових комплексів є секційність будівель. При проектуванні таких секційних багатоповерхових споруд основною умовою є дотримання нормативів щодо гранично допустимих деформацій основи (ДБН В.2.1–10:2018, 2018).

Згідно з чинними нормативними документами, результатами розрахунків є теоретичні значення середнього осідання та крену будівлі. Однак у практиці проектування великорозмірних плитних та пальово-плитних фундаментів ці розрахункові значення часто значно перевищують фактичні, що підтверджується даними моніторингу осідань багатоповерхівок, наведеними в роботах (Кушнер, 2008; Самородов, 2017; Katzenbach, 2015).

Коли розраховані осідання фундаменту на природній основі перевищують гранично допустимі значення, проектувальники змушені вживати додаткових заходів для зниження деформацій, найчастіше шляхом переходу до пальово-плитної конструкції фундаменту. Такий підхід істотно підвищує вартість будівництва. Тому виникає необхідність у вдосконаленні та оптимізації проектних рішень на основі реальної поведінки об’єктів.

Сучасні наукові досягнення в галузі геотехніки, результати інструментального моніторингу та використання потужних програмних комплексів відкривають можливості для більш точного моделювання взаємодії системи «основа – фундаменти – споруди» («ОФС»). Це дозволяє враховувати різні моделі поведінки грунтів, послідовність будівництва та взаємовплив секцій споруди при їх зведенні.

МЕТА РОБОТИ

Метою дослідження є перевірка ефективності удосконаленої моделі ґрунтової основи, яка представлена у вигляді суцільного «ступінчастого» шару зі скінченною розподільною здатністю (Самородов та Табачніков, 2023, 2024), а також визначення її параметрів для прогнозування фактичних осідань п’ятисекційної багатоповерхової будівлі. Обґрунтування вибору саме цієї моделі базується на зіставленні результатів чисельного моделювання з фактичними даними спостережень за осіданням двадцяти одноповерхового житлового будинку на пальово-плитних фундаментах у процесі будівництва.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Сьогодні при інженерних розрахунках основ та фундаментів широко застосовувалася модель грунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару, так як вона пропонується державними будівельними нормами (ДБН В.2.1–10:2018, 2018) та вимагає завдання лише товщини шару H (стисливої товщі) та деформаційних характеристик ґрунту (модуля загальної деформації E та коефіцієнта Пуассона ν) та не має обмежень у плані. При моделюванні та чисельних розрахунках системи «основа – фундаменти – споруди» у сучасних розрахункових комплексах SOFiSTiK, ABAQUS, Plaxis, SCAD, Ліра тощо, які є повсякденним інструментом інженерів-геотехніків, у просторовій постановці задачі найчастіше застосовується модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності приведено на Рис. 1 (Винников, 2005; Numerik in der Geotechnik, 2014; Бойко, 2012; Носенко, 2012; Скочко, 2020; Mirlatifi, 2022), яка, крім обмеження вертикальних деформацій на деякій глибині H, також має обмеження горизонтальних деформацій на відстані від навантаження у плані ($B \times L$).

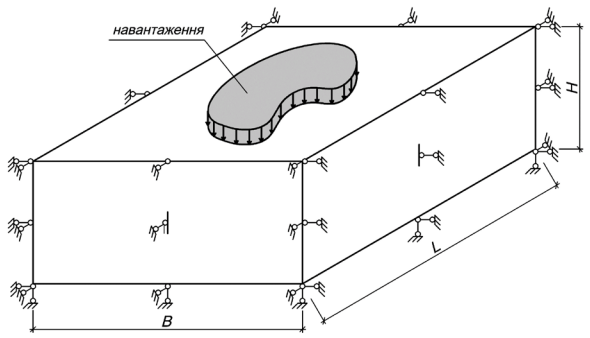


Рис.1. Модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (для просторових задач)
Fig.1. Soil base model in the form of a continuous layer of finite distribution capability (for three-dimensional solutions)

Такі граничні умови моделі ґрунтуються на тому, що при дії зовнішніх навантажень на ґрунтову основу утворюється просторова область деформування, за межами якої деформаціями грунту можна знехтувати, так як додаткове навантаження на межах ґрунтового масиву не перевищує структурної міцності ґрунту (Лучковський, 2000; Ter-Martirosyan, 2009). При цьому для самої моделі можуть задаватися будь-які закономірності деформування ґрунтів під навантаженнями, в тому числі й у часі. До найбільш розповсюдженою та обґрунтованою моделі поведінки ґрунтів основи можна віднести лінійно-деформовану модель, яка, наприклад в Plaxis, має назву лінійно-пружна модель Linear Elastic (LE) (Plaxis, 2020), яка заснована на законі Гука для ізотропної пружності. У цій моделі містяться всього два основних параметри: модуль Юнга (модуль пружності) E, кН/м^2 та коефіцієнт Пуассона ν, од.

У попередніх наших публікаціях (Самородов та Табачніков, 2023, 2024, 2025) запропоновано та обґрунтовано удосконалену модель ґрунтової основи у вигляді суцільного «ступінчастого» шару скінченої розподільчої здатності (ССШСРЗ), де нижня границя моделі має ступінчастий геометричний профіль через різні величини стисливих товщ під кожним фундаментом, що дає змогу адекватно враховувати взаємодію великорозмірних фундаментів поряд розташованих різноповерхових споруд, в тому числі на пальових фундаментах.

На Рис. 2 показано приклад побудови ступінчастої границі нижнього шару удосконаленої моделі ґрунтової основи *1*, яка має параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи і розподільчу здатність, що враховується кутом α (Samorodov & Tabachnikov, 2024), та різні величини стисливих товщ (активних зон деформування) $H_{p,i}$ під кожним фундаментом споруд шириною b_i, які передають навантаження на основу p_i.

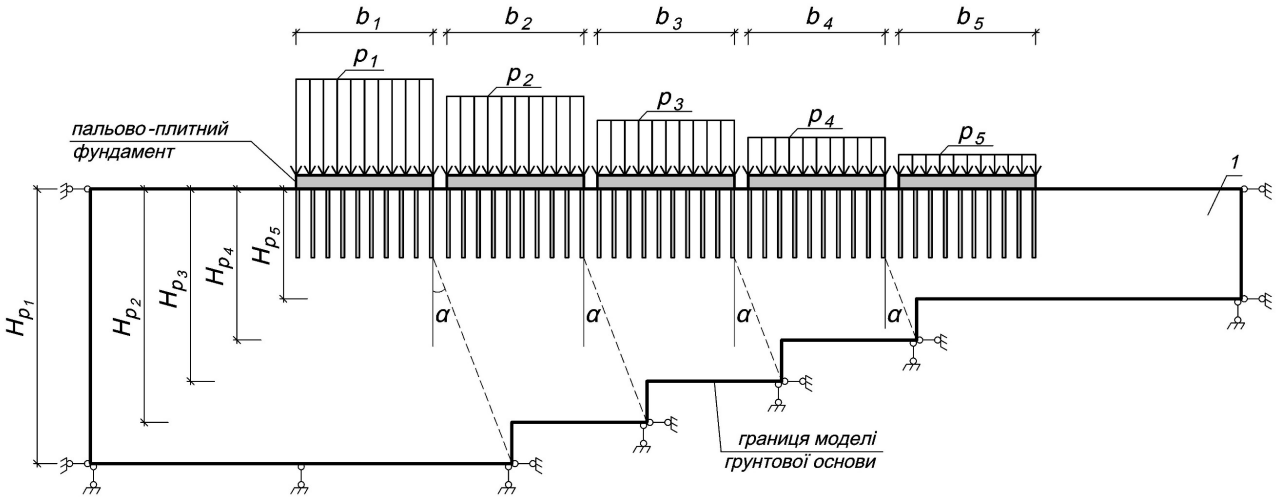


Рис.2. Приклад побудови нижньої границі удосконаленої моделі грунтової основи у вигляді ССШСРЗ
Fig.2. An example of building the lower boundary of the improved soil base model

Об’єктом дослідження є деформації ґрунтової основи пальово-плитних фундаментів поряд розташованих житлових двадцятиодноповерхових будівель з підземним поверхом. Район будівництва – Україна, м. Харків, Шевченківський район, вул. Клочківська, 117. Враховуючи дотримання послідовності зведення будівлі та зведення перших трьох секцій у першу чергу, в даній роботі проаналізовано взаємодію фундаментних конструкцій з ґрунтовою основою саме цих секцій. Загальний вигляд розташування будівлі в процесі будівництва представлений на рис. 3 (дослідна будівля 1, секції 1, 2, 3).

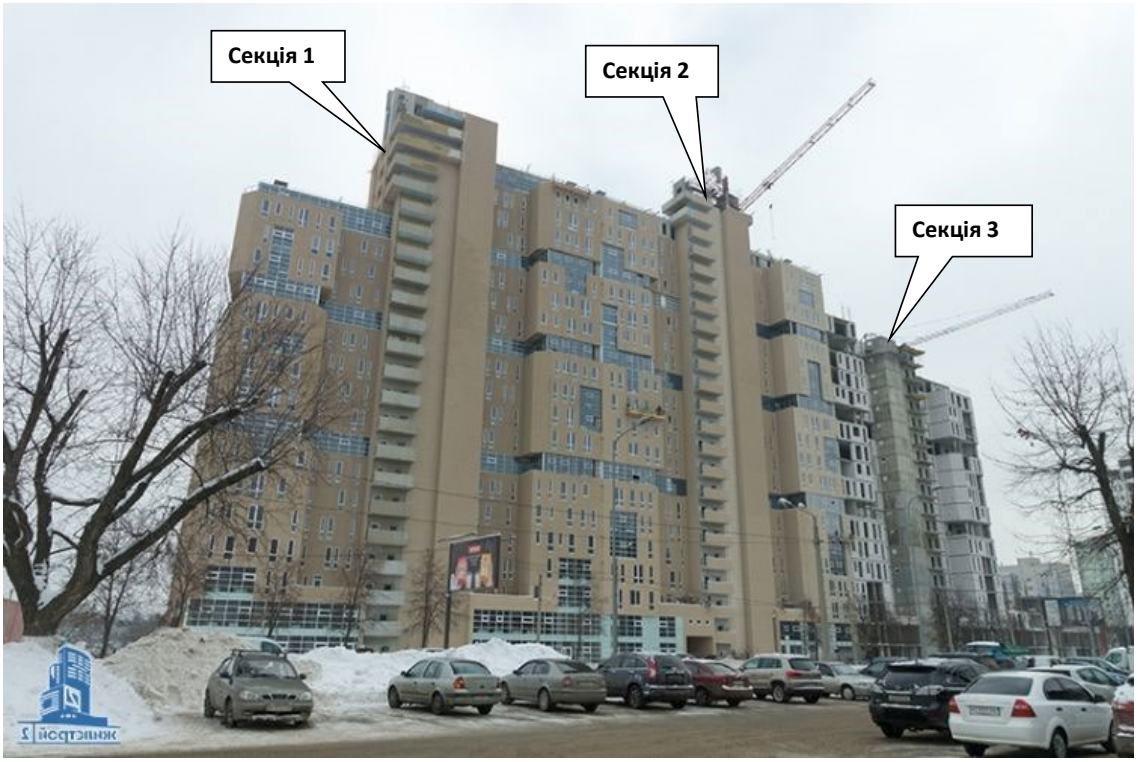


Рис.3. Загальний вигляд дослідною будівлі в процесі будівництва
Fig.3. General view of the experimental building under construction.

Секції будівлі є подібними, а в плані кожна секція є дзеркальним відображенням поряд розташованої. В межах 17-го поверху секції 1 та секції 3 виконано зменшення площі поверху, що можна побачити на фото.

Конструктивна схема будівлі — зв’язева. Будівля має монолітний залізобетонний повний каркас, що складається з безбалкових перекриттів, колон, ядер і діафрагм жорсткості. Просторова стійкість будівлі забезпечується діафрагмами та ядрами жорсткості, з'єднаними жорсткими дисками перекриттів. Діафрагми жорсткості прийняті перерізом 400, 300 та 250 мм. Стіни ядер жорсткості – перерізом 250 та 200 мм. Стіни цокольного поверху – товщиною 250 мм. Колони –монолітні залізобетонні перерізом 600×600 мм, 600×700 мм, а також круглим діаметром 500 мм. Перекриття – монолітні залізобетонні безбалкові, товщиною 200 мм. Фундаменти – пальово-плитні. Палі буроін’єкційні діаметром 630 мм та довжиною 11 м об'єднані монолітним залізобетонним плитним ростверком товщиною 900 мм. Низ ростверку прийнято на абсолютній відмітці 104,50 м. Абсолютна відмітка закладання нижніх кінців паль – 93,50м.

В геологічній будові досліджуваної території до глибини 25,0 м (зверху вниз) беруть участь неоген-четвертинні відкладення, які

представлено алювіально-делювіальними суглинками та пісками, які перекрито незначним шаром насипних ґрунтів та ґрунтами з домішками рослинних залишків. Нижче залягають блакитно-сірі глини верхнього палеогену. Гідрогеологічні умови території вишукувань характеризуються наявністю алювіального та бучакського водоносних горизонтів. На момент вишукувань 2014 року сталий рівень ґрунтових вод зафіксовано в межах абс. відм. 103,30-104,30 м.

Інженерно-геологічний розріз з умовним розташуванням пальово-плитних фундаментів наведено нижче на Рис. 4.

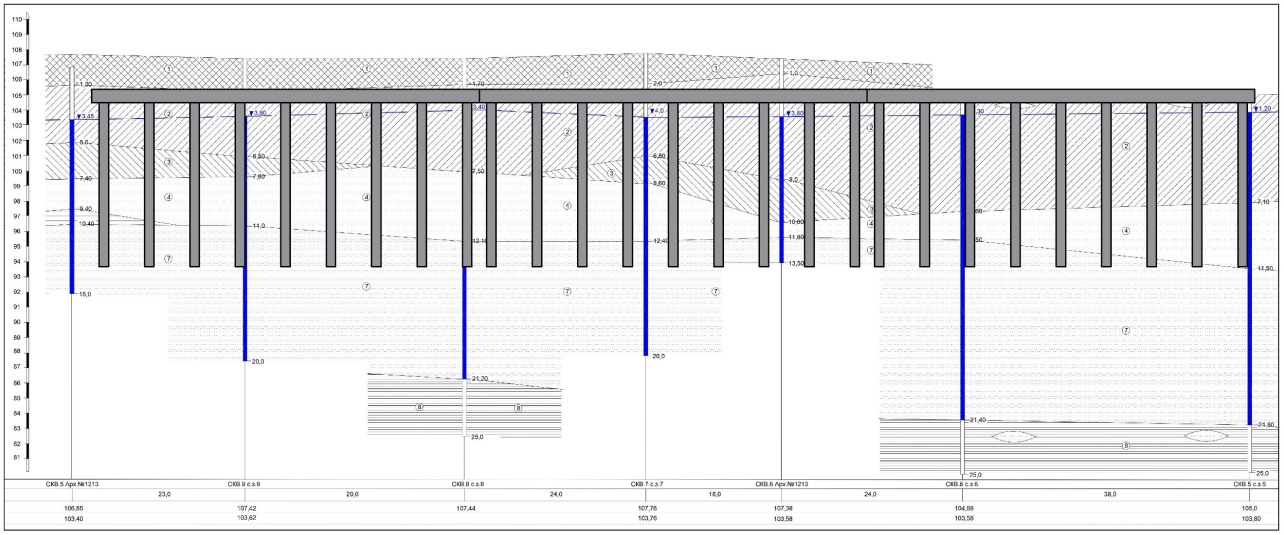


Рис.4.Умовне розташування пальово-плитних фундаментів Секцій 1, 2, 3 на інженерно-геологічному розрізі

Fig.4. Conventional layout of the pile-raft foundations of Sections 1, 2, and 3 on the engineering-geological cross-section

Опис ґрунтів представлено в Табл. 1. Основні фізико-механічні властивості ґрунтів, де дослідні характеристики представлені як розрахункові при довірчій ймовірності 0,85, приведені до відповідності показано на Рис. 5 до інженерно-геологічних умов ділянки в межах дослідного будинку приведено в Табл.2.

Табл. 1. Найменування та опис ґрунтів
Table 1. Soils description

Номер ІГЕ	Найменування та опис ґрунтів
ІГЕ-1	Насипні ґрунти – суглинки темно-сірі, коричнювато-бурі, піски жовті з домішками цегляної крихти та будівельного сміття до 25%, злежані.
ІГЕ-2	Суглинок м’якопластичної консистенції, у водонасиченому стані – текучопластичної консистенції.
ІГЕ-3	Глини темно-сірі, з домішками рослинних решток, тугопластичної консистенції, у водонасиченому стані – тугопластичної консистенції.
ІГЕ-4	Піски сірі, зеленувато-сірі з жовтуватим відтінком, дрібні, однорідні, від середньої щільності до щільних, насичені водою.
ІГЕ-5	Піски сірі, середньої крупності, однорідні, щільні, насичені водою.
ІГЕ-6	Глини блакитно-сірі, тугопластичної консистенції, у водонасиченому стані тугопластичної консистенції.
ІГЕ-7	Піски темно-сірі, сірі, пилуваті, однорідні, щільні, насичені водою

Табл. 2. Фізико-механічні властивості ґрунтів
Table 2. Physical and mechanical properties of soils

Характеристика ґрунту	Умовні позначення	Одиниці вимірювання	Шар				
			ІГЕ-1	ІГЕ-2	ІГЕ-3	ІГЕ-4	ІГЕ-5
Пит. вага ґрунту	γ	кН/м^3	16,3	18,67	18,85	19,70	18,34
Пит. вага водонас. ґрунту	γ_{sat}	кН/м^3	-	19,05	19,23	19,61	18,35
Пит. васа частин ґрунту	γ_s	кН/м^3	-	26,59	26,09	26,0	25,87
Пит. вага зваж. в воді ґрунту	γ_{sb}	кН/м^3	-	9,37	9,61	10,12	8,90
Природна вологість	W	д.од.	-	0,24	0,23	0,21	0,28
Показник текучості	I_L	д.од.	-	0,9	-	-	0,09
Число пластичності	I_p	д.од.	-	0,1	-	-	0,11
Кут внутр. тертя	φ	град.	-	16	30	33	28
Пит. зчеплення грунту	c	кПа	-	17	2	4	22
Коеф.пористості	e	д.од.	-	0,74	0,70	0,58	0,78
Модуль деформації в водонасиченому стані	E_{sat}	МПа	-	10	24	25	17

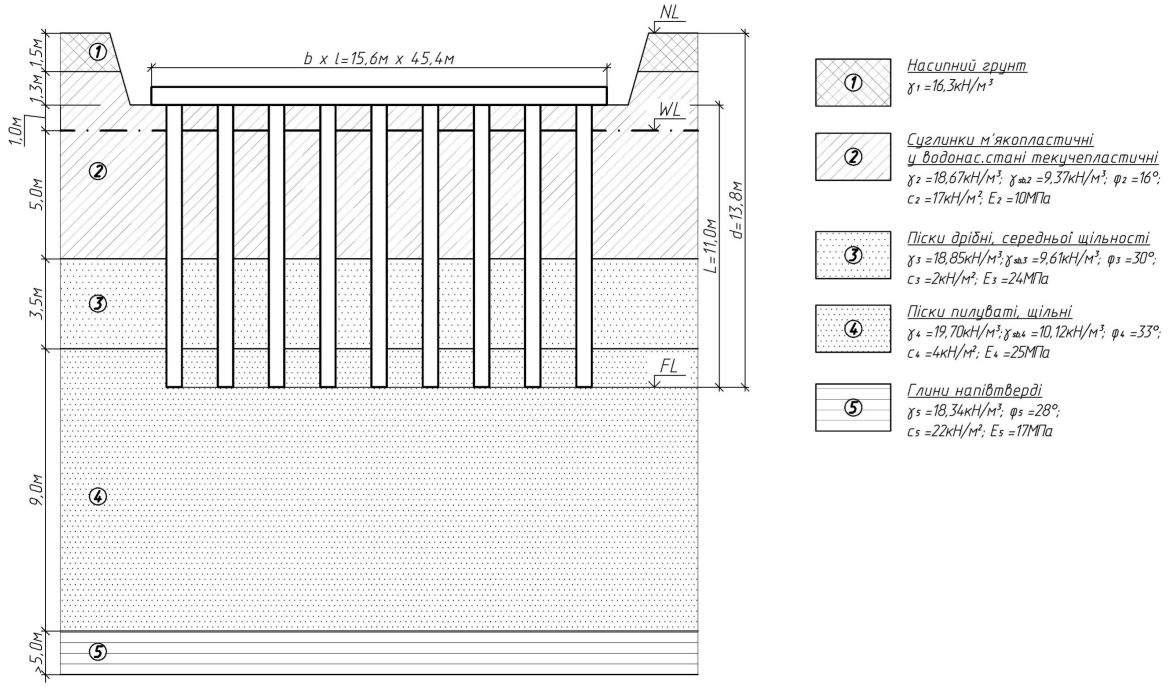


Рис.5. Принципова схема розташування пальово-плитних фундаментів Секцій 1, 2, 3 на інженерно-геологічному розрізі
Fig.5. Principal layout of the pile-raft foundations of Sections 1, 2, and 3 on the engineering-geological cross-section

Попередні розрахунки показали, що максимальний середній тиск під умовним фундаментом тільки від власної ваги зведених конструкцій без введення підвищувальних коефіцієнтів не перевищує розрахункового опору ґрунту основи: p=215,0 кПа<R=1850,0 кПа, що дає змогу виконувати розрахунок фундаментів за деформаціями основи на основі лінійно-деформованої моделі поведінки грунту під

навантаженням.

Моделювання системи «основа – фундаменти – споруди» та результати розрахунків.

На ділянці будівництва в межах секції 1 та 2 було виконано натурні випробування грунтів палями. Установкою для випробувань слугувала конструкція анкерного стенда СА-600 показано на Рис. 6, що складається з металевих балок і анкерується в ґрунт за допомогою металевих гвинтових паль. Для контрольних випробувань в якості анкерних паль використовувались вже існуючі підряд розташовані палі. До голови палі кріпився хомут з арматурними стержнями для вимірювання вертикальних переміщень палі. Прилади для вимірювання переміщень розташовувалися на реперній системі симетрично осі випробуваної палі. Для передачі вертикального статичного навантаження на палю використовувалися два гідродомкрати вантажопідйомністю по 2000 кН кожен. Тиск у домкратах створювався насосною станцією та контролювався манометром. За допомогою спеціальних приладів визначалися переміщення голови палі на кожному ступені навантаження.

Рис.6. Випробувальний стенд
Fig.6. Test stand

На підготовчому етапі досліджень для верифікації поведінки взаємодії одиночної палі з ґрунтовою основою було створено відповідну скінченно елементну модель системи «грунтова основа – одиночна паля». Грунтова основа змодельована відповідно до схеми приведеної на Рис. 5. Для моделювання одиночної палі було обрано два підходи: перший – об'ємними елементами (Volume Pile) показано на Рис. 7, другий – використання елементу інтегрована балка (Embedded Beam Row) показано на Рис. 8. Як у першому, так і в другому варіанті всі геометричні та фізико-механічні параметри відповідали реальній палі.

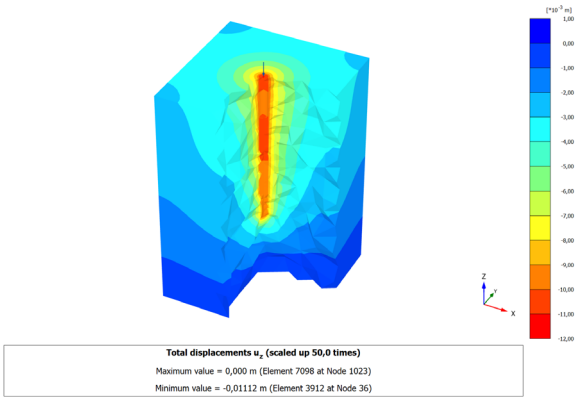


Рис.7. Осідання одиночної палі Volume Pile
Fig.7. Volume Pile displacement

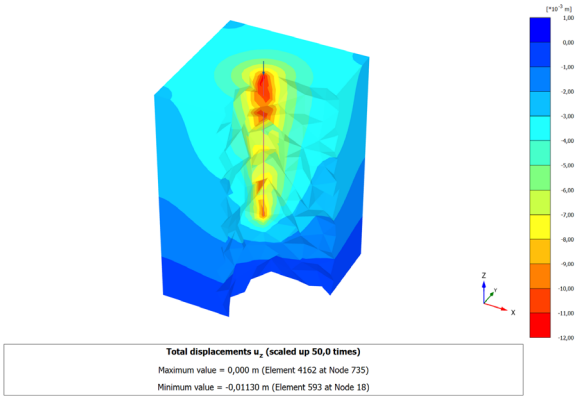


Рис.8. Осідання одиночної палі Embedded Beam
Fig.8. Embedded Beam Pile displacement

Кожен із підходів має свої переваги та обмеження, що визначають доцільність їх застосування залежно від задачі моделювання. Об'ємна палі моделюється у вигляді твердої тривимірної геометрії, яка взаємодіє з ґрунтовим середовищем через явні контактні поверхні. Цей підхід забезпечує високу точність, дає можливість враховувати реальну геометрію палі, детальну взаємодію з ґрунтом. Проте, враховуючи велику кількість паль у досліджуваному пальовому полі, такий підхід буде достатньо ресурсоємним. Альтернативою є інтегровані балки -

одновимірні лінійні елементи, які не мають геометричної оболонки, але взаємодіють із ґрунтом через пружні з'єднання, що моделюють опір по бічній поверхні палі та під нижнім кінцем. Цей підхід є значно менш ресурсоємним, дозволяє швидко створити модель та отримати результати в межах прийнятної точності для більшості інженерних задач.

Отримані максимальні значення осідання модельних паль за результатами чисельних розрахунків було порівняно із результатами натурних випробувань грунтів палями показано на Рис. 9.

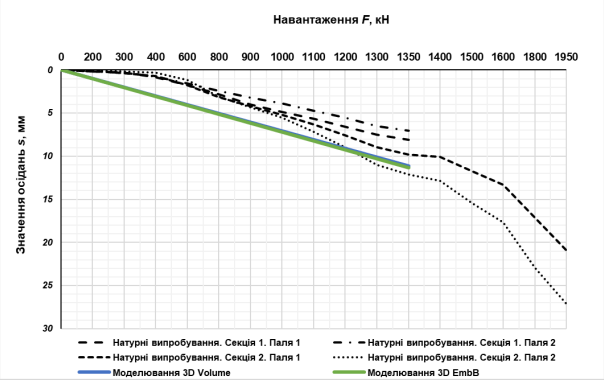


Рис.9. Порівняння осідань модельних одиночних паль з результатами натурних випробувань

Fig.9. Comparison of displacements of model single piles with the results of full-scale tests

За результатами порівняння можна зробити висновок про достатню відповідність взаємодії модельних паль з ґрунтовою основою до результатів натурних випробувань грунтів палями, тому у подальших дослідженнях палі змодельовано із використанням інструменту Embedded Beam.

Також слід зазначити що, під час випробування окремої палі оцінюються локальні деформації та стійкість ґрунтової основи, тоді як при взаємодії пальово-плитного фундаменту із ґрунтовою основою при регулярному кроці паль відбуваються спільні деформації системи (Самородов, 2017). Така система має несучу здатність, що суттєво перевищує сумарний граничний опір окремих паль у складі такого фундаменту.

Для апробації удосконаленої моделі грунтової основи за допомогою розрахункового комплексу PLAXIS 3D створено скінченоелементну модель системи «основа – фундаменти – споруди», яка складається з ґрунтової основи та трьохсекційної 21-поверхової споруди на пальово-плитних фундаментах з підземним поверхом.

Елементи конструкції будівлі, а саме ростверк, стіни, перекриття та покриття, пластинчатими скінченними елементами із використанням пружної моделі матеріалу з параметрами, наведеними у Табл. 3. Колони змодельовано срижневими елементами.

Табл. 3. Параметри конструкцій споруд
Table 3. Structural parameters of structures

Параметр	**Модель матеріалу**	**Структурний параметр матеріалу**	**Товщина**	**Питома вага**	**Модуль пружності**	**Коефіцієнт Пуассону**
Познач.	*Model*	*Type*	*d*	*γ*	*E*	*ν*
Од. вимір.		-	м	кН/м^3	кН/м^2	од.
Ростверк	Elastic	Непор.	0,9	25,0	30,0·10^6	0,2
Монолітні залізобетонні стіни	Elastic	Непор.	0,2 / 0,25 / 0,3 / 0,4	25,0	30,0·10^6	0,25
Плита перекриття	Elastic	Непор.	0,2	25,0	30,0·10^6	0,2
Колони	Elastic	Непор.	0,6×0,6 / 0,6×0,6 / Ø0,5	25,0	30,0·10^6	0,2

Нижче, на Рис.10 наведено план пальового поля. Загальна кількість паль під кожну секцію становить 222 штуки.

В якості навантажень враховано тільки власну вагу елементів конструкції будівель.

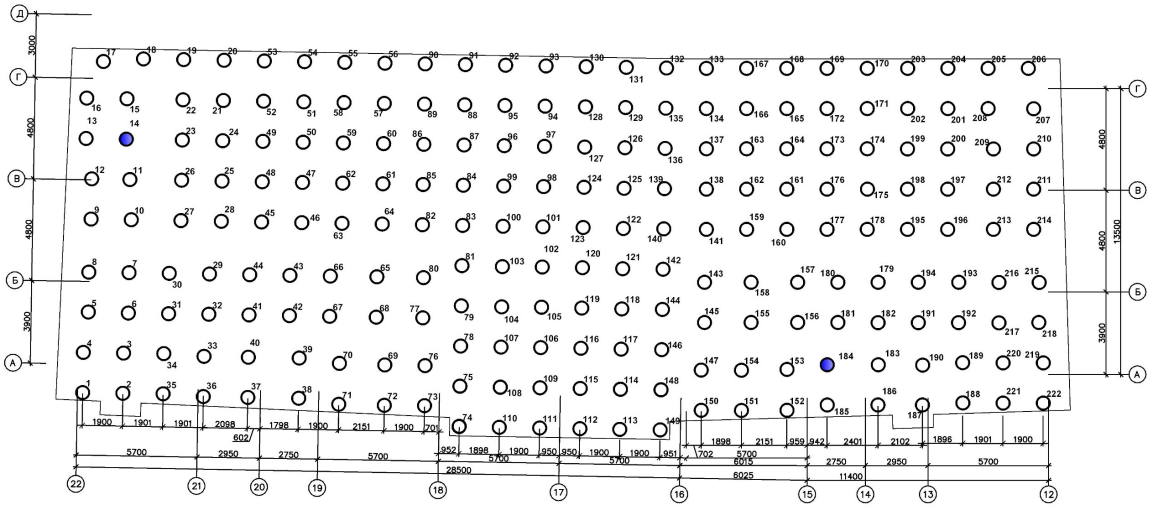


Рис.10. План розташування паль
Fig.10. Layout of piles

При моделюванні ґрунтової основи застосовано пружноідеалопластичну Модель Мора-Кулона (Mohr-Coulomb (MC)), яка відрізняється від лінійно-пружної моделі Linear Elastic (LE) тим, що містить п’ять вхідних параметрів: E, кН/м^2 і ν, од. – деформаційні параметри грунту, φ, ° і c, кН/м^2 – міцністні параметри грунту, та ψ, °- кут дилатації.

Чисельні розрахунки напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди» виконано із застосуванням удосконаленої модель грунтової основи у вигляді суцільного «ступінчастого» шару скінченої розподільчої здатності (ССШСРЗ) зі ступінчастою стисливою товщею моделі грунтової основи, яка враховує кут α та різні величини стисливих товщ під кожним фундаментом споруд в залежності від навантаження, як показано на Рис. 2.

Вертикальні (по глибині) границі було обмежено на глибині, яка дорівнювала величині стисливої товщі H_i для кожного окремого фундаменту, враховуючи різні величини навантажень відповідно до Табл. 4.

Для формування активної зони – стисливої товщі під кожною секцією будівлі при різних навантаженнях розподіл стискаючих напружень по глибині прийнято під кутом $\alpha\approx25°$ до вертикалі від внутрішнього краю більш навантаженого фундаменту (Samorodov & Tabachnikov, 2024). Горизонтальні (у плані) границі було обмежено на відстані від плями будівлі, яка дорівнювала максимальній величині стисливої товщі H=11,8 м при максимальному навантаженні (Numerik in der Geotechnik, 2014).

Табл. 4. Розрахункові значення відповідно до ДБН
Table 4. Design values according to DBN (Ukrainian Building Code)

Поверховість n, поверхів	Середн. тиск під підошвою ум. фунд. $p_{сер.}$, кН/м^2	Стислива товща основи H_c, м	Значення осідань будівлі s, мм
4	39,2	-	-
5	49,0	-	-
7	68,6	-	-
8	78,4	-	-
10	98,0	3	9,8
11	107,8	4,2	15,1
12	117,6	5,4	21,2
13	127,4	6,4	27,2
15	147,0	8,0	39,2
16	156,8	8,8	46,0
18	176,4	10,0	58,8
18/19	183,3	10,4	63,5
18/21	197,0	11,2	73,5
18/22	203,8	11,4	77,5
22	215,6	11,8	84,8

Для врахування зміни потужності активної зони (стисливої товщі) під фундаментами в процесі збільшення навантаження на ґрунтову основу застосовано простий підхід з моделювання, де прийнято практично недеформований жорсткий матеріал із значним модулем пружності E=100,0·10^9 кН/м^2 (на рисунку зафарбовано суцільним чорним кольором) нижче за максимальну розрахункову границю відповідно до найбільш навантаженої секції при відповідній кількості збудованих поверхів показано на Рис. 11.

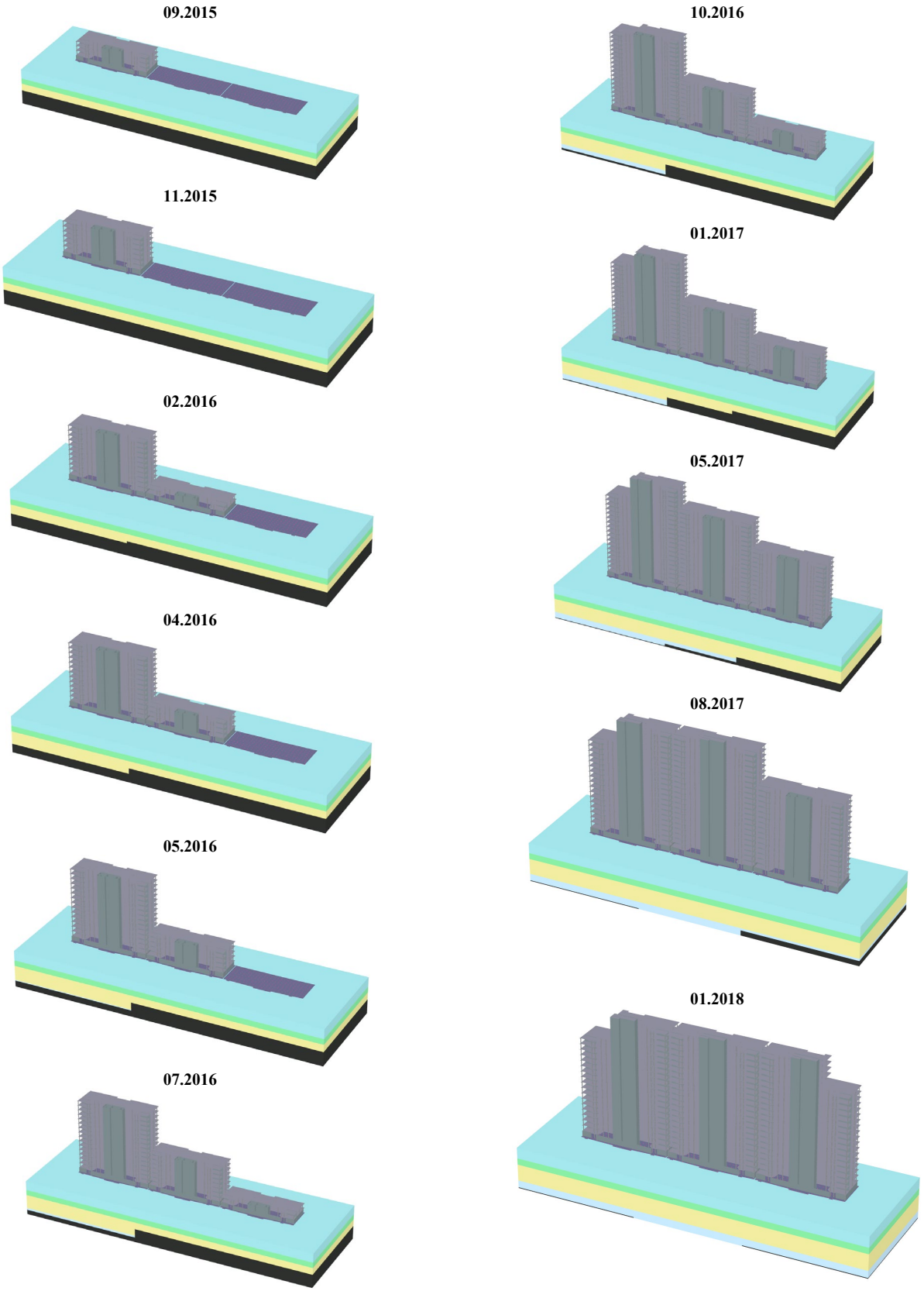


Рис.11. Розрахункові схеми моделі зі ступінчатою стисливою товщею відповідно до дати спостереження та кількості зведених поверхів

Fig.11. Calculation schemes incorporating a stepped compressible layer, adjusted in accordance with the observation timeline and the progressive construction of floors

Попередні розрахунки показали, що теоретичні середні значення осідань кожної із досліджуваних секцій будівлі завищені до 5,6 разів у порівнянні із фактичними вимірюваними під час спостережень значеннями. До того ж отримані розрахункові значення методом скінченних елементів у Plaxis близькі до теоретичних значень отриманих при розрахунках за ДБН методом пошарового підсумування Табл. 4.

Нижче на рисунку 12 наведено ізополя розрахункових значень осідань для моделі грунтової основи у вигляді СШСРЗ зі ступінчастою стисливою товщею під фундаментами секцій на завершальному етапі будівництва, при нормативному модулі деформації грунту відповідно до Табл. 2.

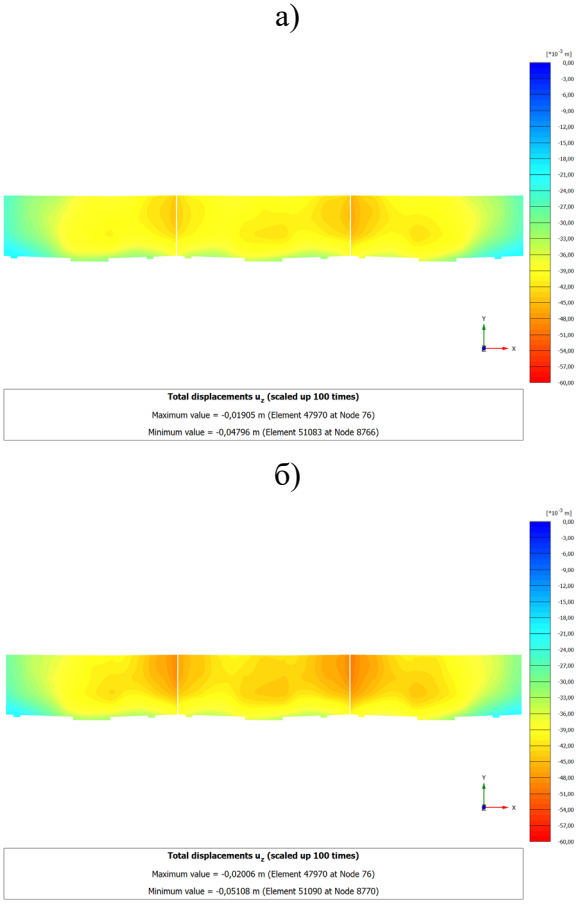


Рис.12. Ізополя вертикальних переміщень фундаментів на 01.2018 – завершальний етап будівництва: а) Linear Elastic (LE) Model; б) Mohr-Coulomb (MC) Model

Fig.12. Isolines of vertical displacements of foundations as of January 2018 – final stage of construction: a) Linear Elastic (LE) Model; б) Mohr-Coulomb (MC) Model

У роботі професора Самородова О.В. також відмічено неузгодженість між теоретичними та фактичними осіданнями будівель з великорозмірними фундаментами, де виявлено, що різниця між фактичними та теоретичними осіданнями для фундаментів площею $A \geq 1000$м^2 сягає 10 і більше разів. За результатами досліджень Самородова О.В. запропоновано для призначення модуля деформації грунту E_A основи великорозмірного фундаменту площею A при співвідношенні його сторін $l/b \leq 3$ використовувати спрощену емпіричну залежність

$$E_A \cong \mathrm{E}\sqrt[3]{\mathrm{A}/1}, \qquad (1)$$

де $E(E_{шт})$ – нормативний (довідковий) або такий, що визначається за допомогою випробувань круглими чи прямокутними штампами площею 0,5м$^2 \leq A_{шт} \leq$1,0 м^2, модуль деформації грунту (ДСТУ Б В.2.1-7-2000. 2001), кПа.

Враховуючи що площа фундаментної плити кожної із секцій із урахуванням архітектурних особливостей становить приблизно 810,0 м^2 та використовуючи формулу 1 було призначено модуль деформації грунту E_A основи великорозмірного фундаменту для кожного із шарів грунту у межах визначеної стисливої товщі:

- для ІГЕ-4 $E_A^4 \cong \mathrm{E}\sqrt[3]{\mathrm{A}} = 25000\sqrt[3]{810} = 25000 \cdot 9{,}3 = 232500$ кН/м^2;
- для ІГЕ-5 $E_A^5 \cong \mathrm{E}\sqrt[3]{\mathrm{A}} = 17000\sqrt[3]{810} = 17000 \cdot 9{,}3 = 158100$ кН/м^2.

На підставі обраних параметрів моделі та вихідної інформації виконано моделювання взаємодії будівель з вказаною моделлю основи. Чисельний розрахунок виконано методом скінченних елементів та отримано абсолютні значення величин напружено-деформованого стану системи.

За результатами моделювання визначено особливості деформування кожної секції будівлі в залежності від співвідношення навантажень. Отримані розрахункові значення осідань використано у подальшому співставленнями з результатами натурних

спостережень за осіданнями дослідної будівлі під час будівництва.

На Рис. 13 наведено ізополя розрахункових значень осідань для моделі грунтової основи у вигляді СШСРЗ зі ступінчастою стисливою товщею під фундаментами секцій на завершальному етапі будівництва із врахуванням модуля деформації грунту E_A основи великорозмірного фундаменту.

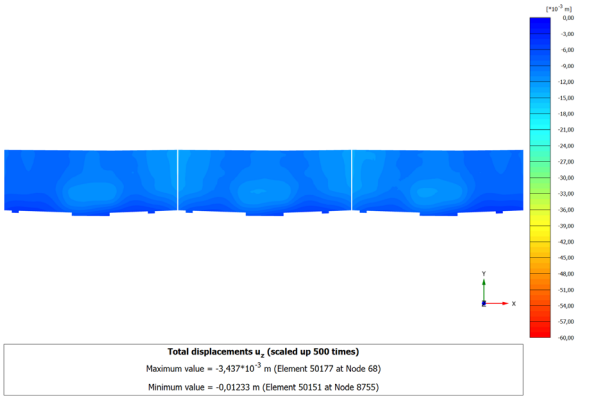


Рис.13. Ізополя вертикальних переміщень фундаментних плит на 01.2018 – завершальний етап будівництва при E_A=9,3E

Fig.13. Isolines of vertical displacements of foundations as of January 2018 – final stage of construction where E_A=9,3E

Результати моніторингу осідань дослідної будівлі. Спостереження за осіданнями будівлі проводилися в процесі будівництва методом високоточного нівелювання II класу. Були визначені позначки осадових марок М.1, М.2, М.3, М.4 – для секції 1 та М.21, М.22, М.23, М.24 – для секції 2, що були закладені в рівні цокольного поверху будівлі в межах кутів кожної секції. Для секції 3 фіксувалась загальна фактична кількість зведених поверхів без спостереженнями за осіданнями.

В процесі будівництва виділено 12 етапів спостережень, які наведено у табличній формі Табл.5.

Табл. 5. Етапи спостережень

Table 5. Observation stages

	Поверховість n, поверхів		
Дата заміру	**Секція 1**	**Секція 2**	**Секція 3**
09.2015	4		
11.2015	7		
02.2016	11		
04.2016	13	4	
05.2016	15	5	
07.2016	16	8	
10.2016	18/19	10	4
01.2017	18/21	12	7
05.2017	18/22	18	13
08.2017	18/22	22	16
11.2017	18/22	22	18
01.2018	18/22	22	22/18

Для нівелювання було використано нівелір Н-05 й інварну нівелірну рейку

РН-05. Нівелювання виконано в прямому і зворотному напрямках шляхом суміщення. На кожній станції за спостереженнями основних і додаткових шкал обчислені перевищення $a_з$, $a_п$ та їх різниця h=$a_з$–$a_п$, яка не перевищувала 0,7 мм. Для прямого і зворотного ходів по кожній секції (між суміжними реперами в ході) обчислені суми перевищень прямого $[h]_п$ і зворотного $[h]_з$ ходів. Розбіжності fx не перевищували ±2,1 мм (L - довжина ходу в км) при кількості станцій менше 15. Для точності підрахунків використана програма Microsoft Excel, а зрівнювання результатів проводилось в програмі ARMGEO. Геодезичні роботи та розрахунки виконані к.т.н., доц. Наливайком Т.А.

На Рис. 14 наведено графіки фактичних осідань двох секцій будівлі від контрольованих реальних навантажень у процесі будівництва.

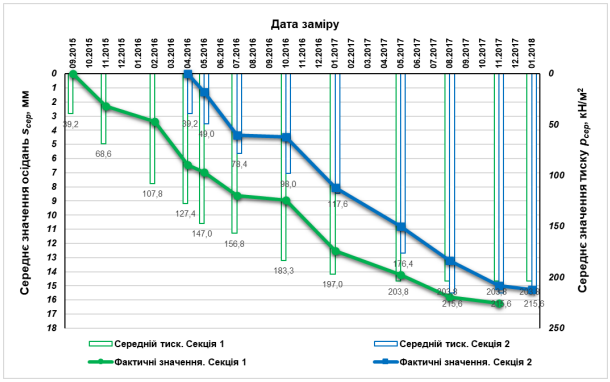


Рис.14. Середні фактичні осідання секції 1, 2 від середнього тиску під підошвою умовного фундаменту

Fig.14. Measured average settlements of Sections 1 and 2 in relation to the average pressure under the base of the equivalent foundation

На Рис. 15 та 16 наведено порівняння

фактичних осідань із розрахунковими значеннями при E та E_A із урахуванням початкових осідань перших 4-х поверхів, які прийнято за нульові значення, враховуючи розрахунок за нормативним методом пошарового підсумовування осідань ґрунтів основи.

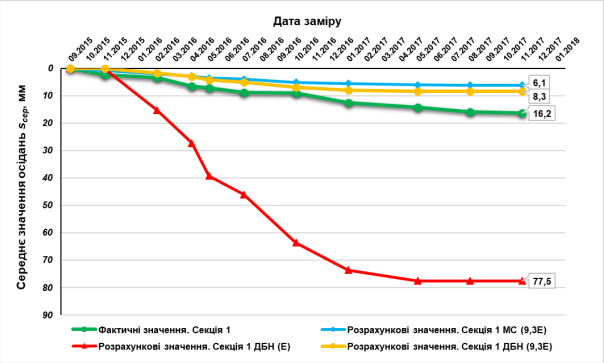


Рис.15. Середні осідання Секції 1 у порівнянні із розрахунковими значеннями
Fig.15. Average settlements of Section 1 compared with calculated values

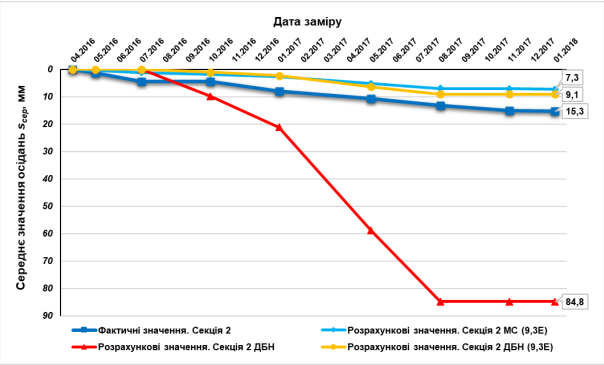


Рис.16. Середні осідання Секції 2 у порівнянні із розрахунковими значеннями
Fig.16. Average settlements of Section 2 compared with calculated values

Як видно з графіків на Рис. 15 та 16, найбільш близькі розрахункові значення осідань у порівнянні із фактичними, виміряними при натурних спостереженнях для кожної секції будівлі, отримано при використанні підвищеного модуля деформації E_A, на відміну від значень при використанні нормативного (штампового) модуля деформації, який наводиться у звіті з інженерно-геологічних вишукувань. Теоретичні розрахунки за нормативним методом пошарового підсумовування осідань ґрунтів основи також дозволяє прогнозувати адекватні осідання будівлі в процесі будівництва та експлуатації, враховуючи різницю навантажень по кожній із секцій.

З метою виявлення фактору впливу послідовності зведення будівлі із урахуванням секційності, було проаналізовано розподілення розрахункових реакцій у головах паль першої секції. Для наочності обрано середній ряд паль між осями Б-В показано на Рис. 10. Нумерацію паль було приведено з 1 (паля 9) по 24 (паля 214) зліва направо приведено на Рис. 17.

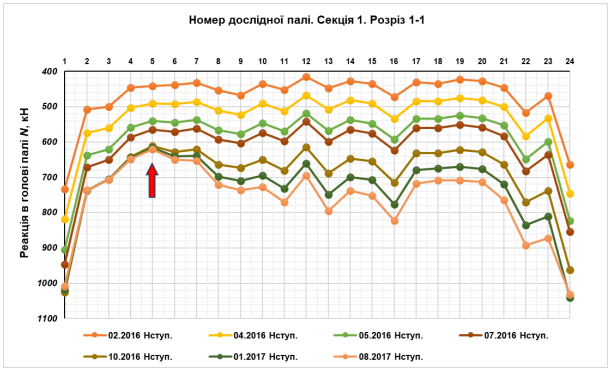


Рис.17. Реакція в голові паль
Fig.17. Reaction force in the pile head

Як видно з графіків на Рис. 17 наростання реакцій у палях відбувається майже лінійно в залежності від збільшення навантаження по мірі зведення секції до моменту коли секція 1 починає сприймати вплив від зведення секції 2 (відмічена червоною стрілкою). Наочно цей ефект можна показати оцінивши різницю реакцій крайніх паль (паля 1- паля 24) в залежності від співвідношення середнього тиску $p_{секція2}/p_{секція1}$ показано на Рис. 18.

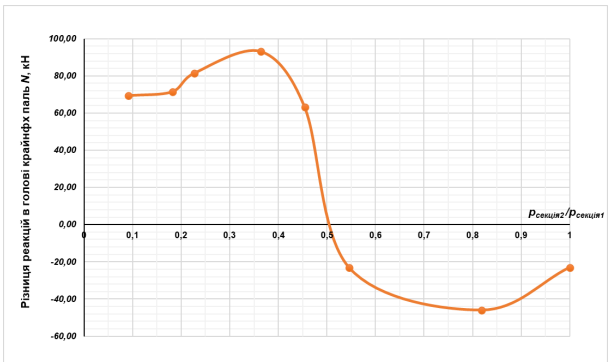


Рис.18. Вплив послідовності зведення секцій
Fig.18. Impact of the construction sequence of sections

Таким чином, можна констатувати той факт що при співвідношенні навантажень другої секції до першої менше 0,5, або 50%, що відповідає даті спостереження на 10.2016, перша секція практично не сприймає вплив від зведення другої секції. Після досягнення другою секцією 50% навантаження першої секції відбувається послідовний перерозподіл зусиль в елементах фундаментних конструкцій та каркасу будівлі, що треба враховувати при проєктуванні. Слід зазначити що цей ефект також відстежується на графіку осідань показано на Рис. 14 та співпадає з результатами наших попередніх досліджень.

На Рис. 18 наведено загальний вигляд зведеної будівлі на завершальному етапі будівництва.

Рис.19. Загальний вигляд будівлі на завершальному етапі будівництва

Fig.19. General view of the building at the final stage of construction

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Виконано моделювання та проведено аналіз напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди» у програмному комплексі Plaxis. На основі проведених спостережень за деформаціями трьохсекційної багатоповерхової будівлі на великорозмірних пальово-плитних фундаментах обґрунтовано застосування удосконаленої моделі ґрунтової основи для розрахунку поряд розташованих різноповерхових будівель із застосуванням підвищеного модуля деформації E_A основи великорозмірних фундаментів.

Аналіз результатів досліджень дозволяє зробити наступні висновки та рекомендації:

1. Підтверджується можливість застосування моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності із різними стисливими товщами та підвищеними модулями деформації грунтів основи для прогнозування коректних деформацій секційних будівель на великорозмірних пальово-плитних фундаментах, в основі яких залягають структурно стійкі ґрунти. Застосування «ступінчатої» моделі дозволяє найбільш точно спрогнозувати характер деформування кожної із секцій досліджуваної трьохсекційної будівлі.

2. Підтверджено можливість застосування запропонованого проф. Самородовим О.В. модуля деформації грунту E_A основи для великорозмірних фундаментів для багатосекційних споруд на пальово-плитних фундаментах при умові дотримання послідовного зведення кожної секції із різницею навантажень не менше 50%, що, зазвичай, забезпечується під час будівництва таких будівель.

3. Додатково підтверджено, що застосування нормативного методу пошарового підсумовування осідань ґрунтів основи багатосекційних великорозмірних пальово-плитних фундаментів з підвищеними модулями деформації грунтів у межах стисливої товщі моделі лінійно-деформованого середовища, із урахуванням різних потужностей стисливих товщ в залежності від навантаження, дозволяє прогнозувати коректні осідання будівлі в процесі будівництва та експлуатації.

4. Підтверджено важливість стадійного моделювання багатосекційних будівель та споруд на пальово-плитних фундаментах, що дозволяє проєктувальникам якісно оцінювати перерозподіл зусиль як у фундаментних конструкціях так і в елементах каркасу будівлі при зміні навантажень кожної секції в процесі будівництва.

ЛІТЕРАТУРА

1. Лучковский, И.Я. (2000). *Взаимодействие конструкций с основанием*. Харьков: ХДАГХ (Библиотека журнала ІТЕ), Том 3.
2. Винников, Ю.Л. (2005). *Моделювання процесів ущільнення ґрунту при вісесиметричному напружено–деформованому стані основ* (Дис. ... докт. техн. наук). КНУБА. Київ.
3. Кушнер, С.Г. (2008). *Расчет деформаций оснований зданий и сооружений*. Запорожье.
4. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1–10:2018. (2018) [Чинний від 2019.01.01]. К.: Мінрегіон України.
5. Самородов, О.В., & Табачніков, С.В. (2023). Заява на патент на винахід № a202301804, Україна МПК E02D 27/12. *Спосіб моделювання ґрунтової основи поряд розташованих фундаментів*. Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова. Заявл. 25.04.2023.
6. Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" – EANG. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Ed.). (2014). 196 c.
7. Бойко, І.П., & Носенко, В.С. (2012). Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах. *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, 4(1), 54–60.
8. Носенко, В.С. (2012). *Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків*: (Дис. ... канд. техн. наук). КНУБА. Київ.
9. Скочко, Л.О., & Шабалтун, А.М. (2020). Вплив послідовності зведення будинків на формування напружено-деформованого стану системи «основа-фундамент-надземні конструкції». *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник, 41*, 32–44.
10. Ter-Martirosyan, Z. G., & Ter-Martirosyan, A. Z. (2009). Soil beds of high-rise buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 46(5), 165–179.
11. Самородов, А.В. (2017). *Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий: Монография*. Харьков: Типография Мадрид.
12. *PLAXIS CONNECT Edition V20. Material Models Manual* (2020).
13. Samorodov, O., & Tabachnikov, S. (2024). A soil base model of adjacent various story structures. У *Proceedings of 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization: 18–21 June 2024, Barcelona, Spain* (ред. M. Arroyo & A. Gens), *Volume Field monitoring in geomechanics* (1144–1150). Scipedia. https://doi.org/10.23967/isc.2024.025
14. Mirlatifi, S., Azari, B., Buys, H., Parsa-Pajouh, A., & Cullen, I. (2022). Basement diaphragm walls and foundations of Sydney's tallest building, Crown Sydney Hotel Resort – challenges and solutions. In *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Rahman & Jaksa, Eds.), Sydney, Australia, 4145–4149. ISBN 978-0-9946261-4-1.
15. Katzenbach, R., & Leppla, S. (2015). Realistic modelling of soil-structure interaction for high-rise buildings. *Procedia Engineering*, *117*, 162–171. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.137
16. ДСТУ Б В.2.1-7-2000 (ГОСТ 20276-99). (2001). *Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості.* [Чинний від 01.01.2001]. К.: Мінрегіонбуд України.
17. Aleksandrovych, V., Samorodov, O., Tabachnikov, S., & Havryliuk, O. (2024). Investigation of the influence of boundary conditions on the deformability of a model of soil base of limited width in the form of a linearly deformable elastic half-plane. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1376, 1-11. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1376/1/012017.
18. Samorodov, O., Tabachnikov, S., Goodary, R., et al. (2025). Validation of an enhanced soil base model for analyzing adjacent buildings with varying loads. *Geotechnical and Geological Engineering*, *43*, 127. https://doi.org/10.1007/s10706-025-03089-z.

REFERENCES

1. Luchkovskyi, I.Ya. (2000). *Vzaimodiietie konstruktsii s osnovaniem* [Interaction of structures with the foundation]. Kharkiv: KhDAGKh. Vol.3. (in Russian).
2. Vynnykov, Y.L. (2005). *Modeliuvannia protsesiv uschylennia hruntu pry visesymetrychnomu napruzheno-deformovanymu stani osnov* [Modeling of soil compaction processes

under axisymmetric stress–strain state of foundations] (Diss. ... dokt. tekhn. Nauk). KNUCA. Kyiv (in Ukrainian).
3. Kushner, S.H. (2008). *Raschetnye deformatsii osnovanii zdanii i sooruzhenii* [Calculation of deformations of foundations of buildings and structures]. Zaporizhzhia. (in Russian).
4. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018. (2018) – [Chynnyi vid 2019.01.01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 36 (in Ukrainian).
5. Samorodov, O.V., & Tabachnikov, S.V. (2023). Zaiava na patent na vynakhid No. a202301804, Ukraina MPK E02D 27/12. *Sposib modeliuvannia gruntovoi osnovy poriad rozmauovanykh fundamentiv* [Method for modeling the soil base of closely spaced foundations]. Kharkiv National University of Urban Economy named after O.M. Beketov. Filed 25.04.2023. (in Ukrainian).
6. Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" – EANG. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Ed.). (2014). *Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" – EANG*. 196 pp. (in German).
7. Boiko, I.P., & Nosenko, V.S. (2012). Vplyv poslidovnosti zvedennia sumizhnykh sektsii vysotnoho budynku na pererozpodil zusyll u palovykh fundamentakh [Influence of the construction sequence of adjacent sections of a high-rise building on the redistribution of forces in pile foundations]. *Zbirnyk naukovykh prats Poltavskogo natsionalnoho tekhnichnoho universytetu im. Yu. Kondratiuka. Ser.: Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo*, 4(1), 54–60. (in Ukrainian).
8. Nosenko, V.S. (2012). *Napruzheno-deformovanyi stan palovo-plytnykh fundamentiv sektsiinykh vysotnykh budynkiv* [Stress–strain state of pile–raft foundations of sectional high-rise buildings] (Dyss. ... kand. tekhn. Nauk). KNUBA. Kyiv. (in Ukrainian).
9. Skochko, L.O., & Shabaltun, A.M. (2020). Vplyv poslidovnosti zvedennia budynkiv na formuvannia napruzheno-deformovanoho stanu systemy "osnova-fundament-nadzemni konstruktsii" [Influence of construction sequence of buildings on the formation of the stress–strain state of the “base–foundation–superstructure” system]. *Osnovy i fundamenty: Mizhv idomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, *41*, 32–44. (in Ukrainian).
10. Ter-Martirosyan, Z. G., & Ter-Martirosyan, A. Z. (2009). Soil beds of high-rise buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 46(5), 165–179.
11. Samorodov, A.V. (2017). *Proektirovanie effektivnykh kombinirovannykh svaĭnykh i plitnykh fundamentov mnogoetazhnykh zdaniĭ: Monografiya* [Design of effective combined pile and raft foundations for high-rise buildings: Monograph]. Kharkiv: Tipografiya Madrid. (in Russian).
12. *PLAXIS CONNECT Edition V20. Material Models Manual* (2020).
13. Samorodov, O., & Tabachnikov, S. (2024). A soil base model of adjacent various story structures. У *Proceedings of 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization: 18–21 June 2024, Barcelona, Spain* (ред. M. Arroyo & A. Gens), *Volume Field monitoring in geomechanics* (с. 1144–1150). Scipedia. https://doi.org/10.23967/isc.2024.025
14. Mirlatifi, S., Azari, B., Buys, H., Parsa-Pajouh, A., & Cullen, I. (2022). Basement diaphragm walls and foundations of Sydney’s tallest building, Crown Sydney Hotel Resort – challenges and solutions. In *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Rahman & Jaksa, Eds.), Sydney, Australia, pp. 4145–4149. ISBN 978-0-9946261-4-1.
15. Katzenbach, R., & Leppla, S. (2015). Realistic modelling of soil-structure interaction for high-rise buildings. *Procedia Engineering*, *117*, 162–171. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.137
16. DSTU B V.2.1-7-2000 (GOST 20276-99). (2001). *Osnovy ta pidvalyny budynkiv i sporud. Hrunty. Metody pol'ovoho vyznachennia kharakterystyk mitsnosti i deformovanosti.* [Chynnyi vid 01.01.2001]. K.: Minrehionbud Ukrainy. (in Ukrainian).
17. Aleksandrovych, V., Samorodov, O., Tabachnikov, S., & Havryliuk, O. (2024). Investigation of the influence of boundary conditions on the deformability of a model of soil base of limited width in the form of a linearly deformable elastic half-plane. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1376, 1-11. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1376/1/012017.
18. Samorodov, O., Tabachnikov, S., Goodary, R., et al. (2025). Validation of an enhanced soil base model for analyzing adjacent buildings with varying loads. *Geotechnical and Geological Engineering*, 43, 127. https://doi.org/10.1007/s10706-025-03089-z.

Validation of the Improved Soil Base Model for the Simulation of Multi-Section Buildings on Pile Foundations

Sergii TABACHNIKOV

Summary. In the construction industry, large-scale slab and pile-raft foundations are used for the construction of multi-storey buildings and structures with significant loads on a non-rocky soil foundation. One of the main trends in the construction of residential complexes is the sectional nature of multi-storey buildings. The purpose of this article is to test an advanced soil foundation model in the form of a continuous "stepped" layer with finite load distribution capacity and its parameters based on the comparison of numerical calculation results and observations of settlements in a three-section multi-storey building on pile-raft foundations during construction.

In the preparatory stage of the research, a corresponding finite element model of the "soil foundation – single pile" system was created to verify the interaction behavior of a single pile with the soil foundation. The maximum settlement values of the model piles obtained from numerical calculations were compared with the results of field tests of piles, confirming the consistency of the calculated values.

Modeling and calculation of pile-raft foundations of the three-section multi-storey building, with consideration for the different number of floors in the sections during construction in the "foundation – foundations – structures" system interacting with the improved soil foundation model in the form of a continuous "stepped" layer with finite load distribution capacity, were carried out. The calculated values were compared with the results of long-term field observations of settlements in each building section during construction. To identify the impact of the sequence of building construction with respect to sectional division, the distribution of calculation reactions at the pile heads of one section was analyzed. The results of the study confirmed the applicability of the improved soil foundation model for predicting deformations in multi-storey sectional buildings on large-scale pile-raft foundations with structurally stable dispersed soils beneath them. The results of numerical studies show that considering different compressible layers in the foundation model under various loadings, combined with an increased deformation modulus proposed by Professor O.V. Samorodov, allows for the most accurate modeling of settlement in each section of the three-section building.

Keywords. Multi-storey building, pile-raft foundations, soil foundation, compressible layer, deformation modulus, model, improvement, field observations, sett

Використання цифрових двійників для влаштування глибоких котлованів при трансформації об’єктів культурної спадщини

Володимир ТИТАРЕНКО[1], Антон ДВОРНИК[2]

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
5/2, вул. Преображенська, Київ, Україна, 03037
[1]0679199507@ukr.net, orcid.org/ 0000-0001-9746-2399
[2]dvornyka@gmail.com, orcid.org/0000-0003-0266-8429

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.286-295

Анотація. Досліджено роботу конструкцій огородження котловану в складних інженерно-геологічних умовах, ущільненої забудови, встановлено раціональну конструктивну схему на прикладі реставрації з пристосуванням - трансформації - об’єкту культурної спадщини.

Для цього в процесі науково-технічного супроводу створено цифрову модель (цифровий двійник) глибокого котловану, визначено напружено-деформований стан (НДС) споруди відповідно до проектних рішень та розроблено рекомендації щодо їх оптимізації. На етапі влаштування котловану на підставі аналізу спостережень за деформаціями огородження та оточуючої забудови скорегована цифрова модель та розроблені проектні рішення розпірної системи.

Глибокі котловани в складних ґрунтових умовах є невід'ємною частиною сучасного міського будівництва. В умовах щільної забудови та складних ґрунтових умов виникає ряд завдань, пов'язаних з забезпеченням стійкості котловану та безпеки сусідніх будівель. У статті розглянуто питання, пов'язані з моделюванням взаємодії системи "ґрунт – споруда котловану - сусідні будівлі" при влаштуванні котлованів. Дослідження проведено за допомогою чисельного моделювання з використанням нелінійних законів деформування ґрунту та геодезичних методів контролю за деформаціями.

Досліджено вплив різних параметрів кріплення котловану (тип, глибина, розташування) на напружено-деформований стан ґрунтового масиву та сусідніх будівель. На основі отриманих результатів запропоновано рекомендації щодо вибору оптимальних параметрів кріплення котловану для забезпечення його стійкості та мінімізації впливу на сусідні будівлі.

Перспективним напрямком проектування конструкцій котлованів є підвищення економічності та надійності проектних рішень за рахунок використання раціональних конструктивних схем з урахуванням особливостей ділянки. В котлованах складної конфігурації НДС необхідно моделювати за просторовими моделями. Урахування просторових ефектів конструктивної схеми дає можливість вирішити дві основні задачі:

– максимальне використання потенціалу несучої здатності споруди, зниження запасів до прийнятних значень;

– виключення помилок проектування, що спричинені невідповідністю напружено-деформованого стану конструкцій, визначеного на підставі розрахунків 2D моделей, їх реальному стану.

Ключові слова. Глибокий котлован, цифровий двійник, складні ґрунтові умови, кріплення котловану, чисельне моделювання, стійкість котловану, оточуюча забудова.

Володимир ТИТАРЕНКО
к.т.н, с.н.с. завідувач відділення досліджень технічного стану будівель і споруд при небезпечних геологічних процесах ДП НДІБК

Антон ДВОРНИК
к.т.н., завідувач лабораторії досліджень будівель і споруд при небезпечних геологічних процесах ДП НДІБК

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Будівництво глибоких котлованів у сучасних умовах досить часто супроводжується зведенням підземних споруд (паркінги, сховища) або влаштуванням фундаментів для висотних будівель, щоб забезпечити комфортні умови проживання та функціонування міської інфраструктури. Досить часто такі котловани влаштовуються в щільній міській забудові в складних ґрунтових умовах, де необхідно враховувати багато чинників при визначенні напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтового масиву, на якому будуть зведені будівлі та споруди.

Важливу роль в даних умовах відіграють:

– нерівномірне нашарування ґрунтів основи з особливими властивостями;

– високий рівень ґрунтових вод;

– технічний стан та напружено-деформований стан основи оточуючої забудови;

– якість виконаних інженерно-геологічних вишукувань.

Перелічені параметри є одними з початково-крайових умов для розрахунку утримуючих споруд. Від якості вихідних даних та їх верифікації в польових умовах залежить достовірність проведених розрахунків. Першочерговою задачею є збереження об'єктів оточуючої забудови та інфраструктури або самого об'єкту трансформації.

Врахування впливу цих чинників на НДС ґрунтового масиву є складним завданням, що вимагає застосування сучасних методів розрахунку та чисельного моделювання, створення математичних моделей огородження глибоких котлованів (цифрових двійників (Digital Twins)) для прогнозу технічного стану та особливостей в подальшій експлуатації пам'ятки при її відновленні та трансформації (пристосування до сучасних вимог).

Недостатнє врахування цих чинників може призвести до аварійних ситуацій, таких як обвали котловану, понаднормативних деформацій будівель, що матиме значні економічні та соціальні наслідки.

Тому, дослідження роботи конструкцій огородження котловану в складних інженерно-геологічних умовах, в умовах ущільненої забудови для підтвердження надійності споруди є актуальною задачею.

АНАЛІЗ ПОПЕРДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Тема трансформації об'єктів культурної спадщини під об'єкти різного функціонального призначення із влаштуванням підземних поверхів під будівлею та глибоких котлованів поруч з ними, а також влаштування глибоких котлованів в умовах ущільненої забудови, складних інженерно-геологічних умовах та на територіях з небезпечними геологічними процесами є досить актуальною на даний час, що відображено в численних публікаціях (Блащук та ін., 2022; Носенко, Маламан, 2023; Слюсаренко та ін. 2022, Винников та ін., 2023). Переважно висвітлюються особливості технологічних та конструктивних рішень для огороджень глибоких котлованів на прикладі реальних об'єктів будівництва.

Достовірність отриманих результатів в процесі математичного моделювання суттєво залежить від якості геологічних вишукувань та лабораторних досліджень (Червинський та ін., 2014).

Невід'ємною складовою влаштування глибоких котлованів став геотехнічний моніторинг (Винников та ін., 2022).

Створення цифрових двійників огородження котлованів та оточуючої забудови на початковому етапі проектування об'єкту дозволяє в процесі будівництва та отримання даних моніторингу оперативно прогнозувати зміну напружено-деформованого стану ґрунтової основи об'єктів та своєчасно корегувати хід будівельно-монтажних робіт для мінімізації впливу на об'єкт трансформації чи оточуючої забудови (Слюсаренко та ін., 2021).

Аналіз сучасних публікацій вказує на те, що кожен конкретний об'єкт має свої індивідуальні особливості за ґрунтовими умовами, параметрами оточуючої забудови та об'ємно-планувальними рішеннями. Особ-

ливості взаємодії споруди огородження котловану і ґрунтової основи є різноманітними і кожен випадок заслуговує окремого розгляду.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є дослідження напружено-деформованого стану конструкцій огородження глибокого котловану із використанням сучасних методів розрахунку та чисельного моделювання.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Опис об'єкта

Ділянка будівництва знаходиться між вулицею М. Грушевського та І. Мазепи у Печерському районі м. Києва.

Межі ділянки будівництва показані на ситуаційній схемі на Рис. 1. В безпосередній близькості до меж ділянки забудови знаходяться існуючі будівлі:

– підземний паркінг багатоповерхового будинку по вул. Грушевського;

– нежитлова будівля по вул. Івана Мазепи пам'ятка містобудування національного значення;

– фрагменти історичної забудови - пам'ятка містобудування національного значення між блоками В та С.

Конструктивні рішення огородження

Огородження котловану запроектовано із бурових паль Ø820 мм з кроком 1200 мм. Від-мітка низу паль коливається в межах від 166,750 м до 169,750 м, довжина паль в межах від 18,0 м до 21,0 м.

Рис.1. Ситуаційна схема ділянки
Fig.1. Site plan of the construction area

Проектна відмітка дна котловану 179,0 м та 178,65 м (між осями И–П), відмітки поверхні землі за межами котловану – 186,95÷191,8 м.

Голови паль об'єднані монолітним ростверком. Переріз — 850×1070 (h) мм. Тимчасові конструкції огородження складаються зі шпунта (металевий прокат) та розпірних конструкцій. Шпунт влаштовується з двотаврів №35(40)Б2 з кроком 900…1200 мм, довжиною 12,0. Верх шпунта на відмітці 189,90 м, відмітка низу – 177,90 м. Тимчасова металева конструкція по верху скріплюється обв'язувальним поясом – двотавром №30Б1. При влаштуванні плити пандусу вздовж осі 1 шпунтове огородження демонтується.

Розпірні конструкції виконуються з профільної труби Ø820×10 мм. Після влаштування каркасу будівлі до відм. –8,350 м розпірні конструкції підлягають демонтажу.

По контуру паль огородження влаштовуються ґрунто–цементні палі за технологією jet (діаметр – 500 мм, відмітка низу – 176,00 м).

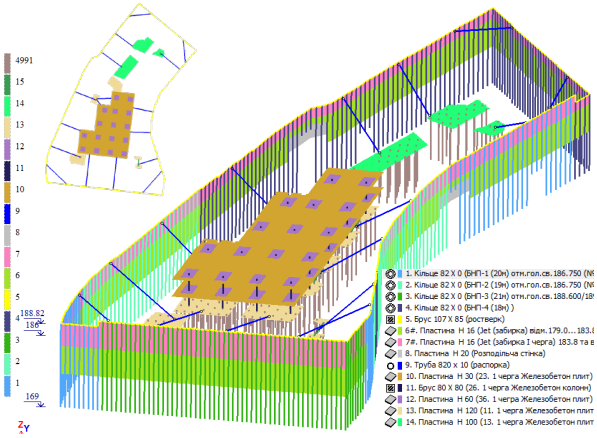


Рис.2. Конструктивні рішення огородження котловану
Fig.2. Excavation retaining structure design

Інженерно-геологічні умови

Ділянка належить до III–ї (складної) категорії інженерно–геологічних умов.

В розрізі виявлено прошарки органо–мінеральних ґрунтів ІГЕ–20 та просідних лесовидних ґрунтів ІГЕ–1а.

На території ділянки будівництва за геофізичними даними визначені дві зони зволоження верхнього шару ґрунтів. Зони пе-

ретинають ділянку будівництва з півдня на північ. Вздовж зон зволоження фіксуються невеликі фільтраційні потоки ґрунтової води, джерелом яких є витоки з підземних водонесучих мереж, що розташовані вздовж вулиці Івана Мазепи.

На ділянці виявлено дві лінійні розущільнені ділянки (підземні ходи) шириною 1,0...1,2 м. Глибина залягання: підземний хід №1 – 8,0...9,8 м, хід №2 – 15,2...16,9 м. Висота розущільнених зон становить 1,7...1,8 м.

Методологія розрахунків

З метою перевірки проектних рішень споруди огородження котловану виконано комплекс розрахунків в три етапи:

1. Аналітичні розрахунки з визначення активного тиску грунту, жорсткості та міцності грунтової основи паль;
2. Визначення НДС масиву ґрунту в системі «основа–споруда». Уточнення тиску ґрунту, на стіну огородження, та деформацій основ, прилеглих будівель, при розробці котловану;
3. Визначення НДС конструктивних елементів огородження в складі системи «основа–споруда» (ПК Ліра Сапр). Перевірка конструкцій за двома групами граничних станів – 1ГГС та 2ГГС.

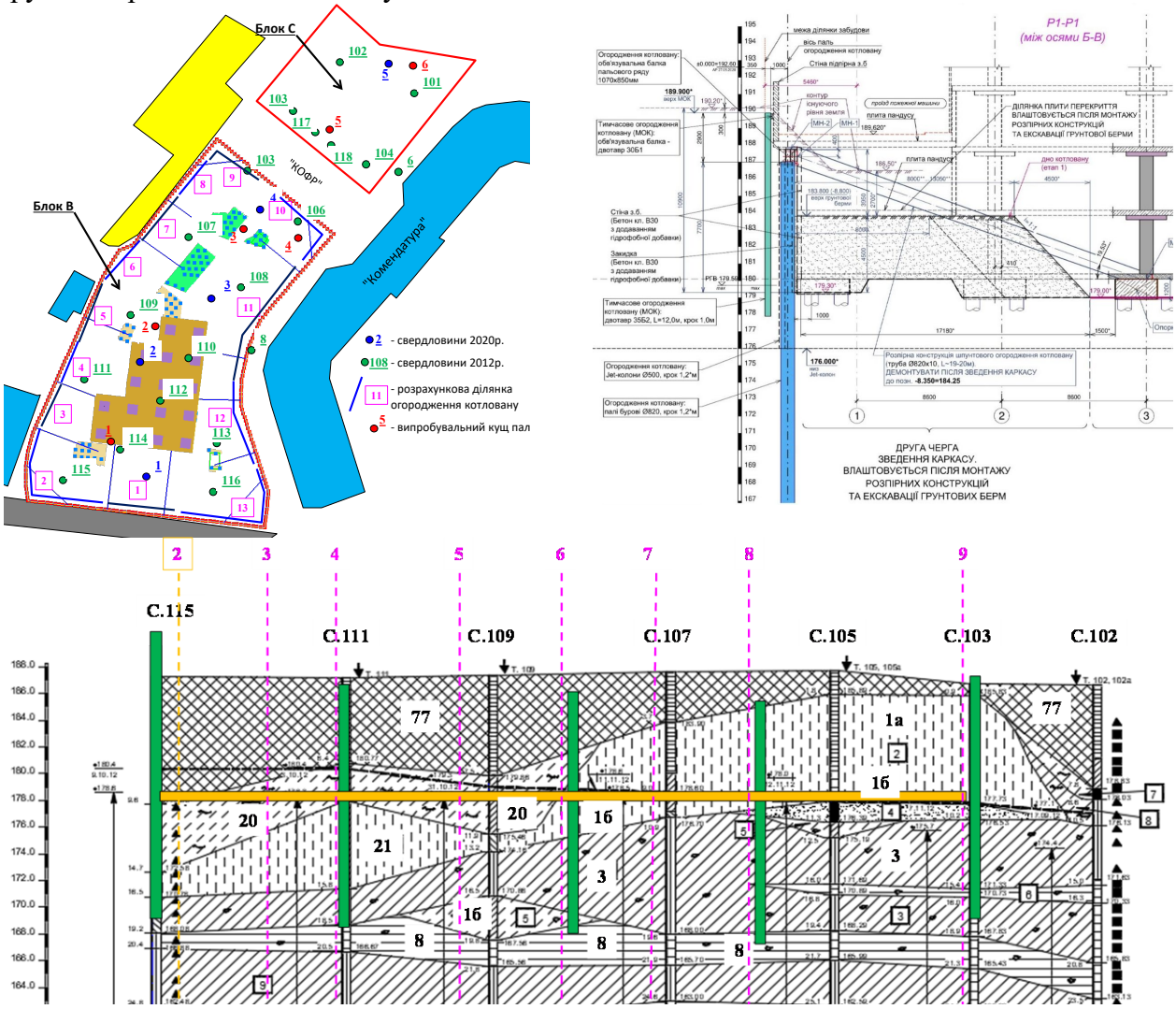


Рис.3. Схема огородження котловану на інженерно-геологічному розрізі
Fig.3. Excavation shoring structure scheme on the engineering-geological section.

Розрахунки виконані з урахуванням стадійності зведення споруди.

Для врахування мінливості інженерно–геологічних умов ділянку будівництва умовно розділено на 13 розрахункових ділянок. Для кожної з ділянок визначено горизонта-

льний тиск ґрунту, початкові коефіцієнти жорсткості основи та несучу здатність ґрунту по бічній поверхні паль.

Спільна робота основи та споруди враховується використанням чисельної контактної моделі з використанням методу скінченних елементів і моделі суцільного середовища. Основною є контактна модель, що враховує взаємодію конструкцій споруди з основою на контактній поверхні «споруда–ґрунт» (Ліра-Сапр), проте напружено-деформований стан масиву ґрунту не розглядається. Модель суцільного середовища (Plaxis 2d) є допоміжною, розглядається споруда та навколишній масив ґрунту у межах області розрахунку та виконується аналіз їх спільного напружено-деформованого стану. Використовується для визначення розрахункової залежності «тиск–переміщення» при різних деформаціях стіни в конкретних ґрунтових умовах. У чисельній моделі суцільного середовища використовується пружно-пластична модель ґрунту, що зміцнюється. У контактній чисельній моделі використовується метод змінного коефіцієнта жорсткості ґрунтової основи. Розподіл напружень в ґрунті описується з використанням моделі Фусса–Вінклера. Залежність «напруження–деформація» описується з використанням ідеально пружно-пластичної моделі з граничною поверхнею, що визначається критерієм Мора–Кулона.

Для визначення напружено–деформованого стану конструктивних елементів огородження котловану використано програмний комплекс «ЛІРА», що реалізує метод скінченних елементів.

Розрахункова модель основи представлена приведеною жорсткістю у вертикальному та горизонтальному напрямках для одновузлових елементів, що моделюють пальову основу. Розрахункові параметри основи прийнято відповідно до інженерно–геологічних умов на відповідних ділянках.

Розрахунок системи «основа–споруда» виконано ітераційним способом з урахуванням спільної просторової роботи конструктивних елементів підпірних стін та ґрунтової основи на відповідних етапах розробки котловану (використано модуль «Монтаж»). На кожному кроці ітераційного процесу виконується перевірка несучої здатності ґрунту і тиску по боковій по-верхні палі та відповідне коригування коефіцієнтів жорсткості основи окремо в кожному СЕ типу 56. Ітераційний процес виконується до тих пір, поки не досягається умова забезпечення стійкості ґрунту в горизонтальному напрямі по всій довжині палі. Після досягнення сходимості ітераційного процесу виконується розрахунок з визначення зусиль в конструктивних елементах огородження котловану.

Розрахунок за стійкістю ґрунтової основи виконано з урахуванням вимог і рекомендацій (ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 Настанова з проектування підпірних стін, 2015) та посібника з проектування та розрахунку підпірних стін з буронабивних паль (Методические рекомендации по проектированию и расчету подпорных стен из буронабивных свай, 1984).

Результати розрахунків

За результатами розрахунків 1-го етапу визначено епюри розрахункових значень тиску ґрунту, його жорсткості та несучої здатності залежно від місця розташування розрахункового перерізу в плані. Виконано оцінку мінливості геологічних умов та їх можливого впливу зміну НДС на різних ділянках огородження.

За результатами розрахунків 2-го етапу встановлено наступне:

1. Розрахункові додаткові осідання основи будівлі «Комендатури» по вул. Мазепи, 1 становлять 1,0÷3,0 мм при горизонтальних деформаціях огородження 30–40 мм, максимальна відносна різниця осідань 0,0001.

2. Розрахункові додаткові осідання основи будівлі Кофру між блоками В і С досягають 65 мм при горизонтальних деформаціях огородження 85 мм. При горизонтальних деформаціях огородження 20–30 мм додаткові осідання будівлі не перевищують 13 мм, максимальна відносна різниця осідань 0,00053.

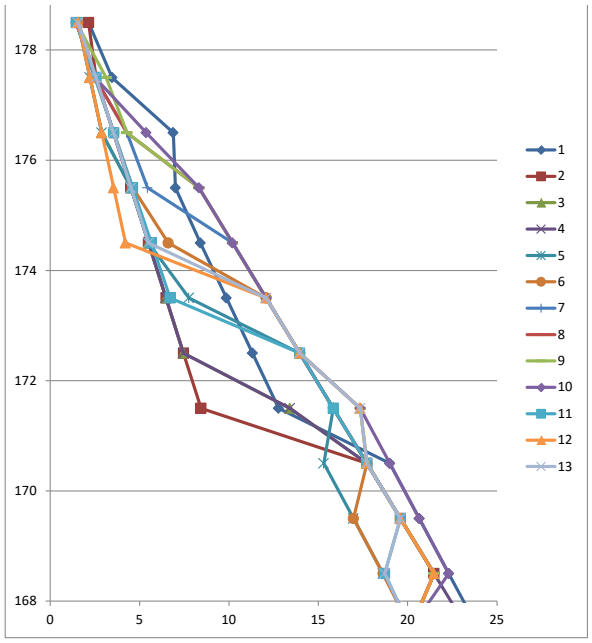


Рис.4. Епюри несучої здатності грунту по бічній поверхні палі, т. На етапі розробки грунту до дна котловану. Значення наведені для палі при кроці 1,2 м.

Fig.4. Diagrams of soil bearing capacity along the pile side surface, tons. The values are given for a pile with a 1.2 m step, at the stage of soil excavation to the bottom of the pit.

Крім того, на даному етапі виконано моделювання впливу жорсткості розпірної системи на значення тиску ґрунту на стіну огородження.

Отримані значення тиску ґрунту в активному стані σq та стані спокою σ0 використані в процесі розрахунку просторової моделі огородження (3-й етап) згідно з рекомендаціями п.7.21 (ДСТУ–Н Б В.2.1–31:2014, 2015).

За результатами розрахунків 3-го етапу в конструкції огородження котловану виявлено недоліки, що можна узагальнити наступним чином:

– надмірні деформації паль на окремих ділянках, що можуть спровокувати додаткові осідання розташованих поряд будівель;

– перевищення несучої здатності за міцністю стовбура окремих паль;

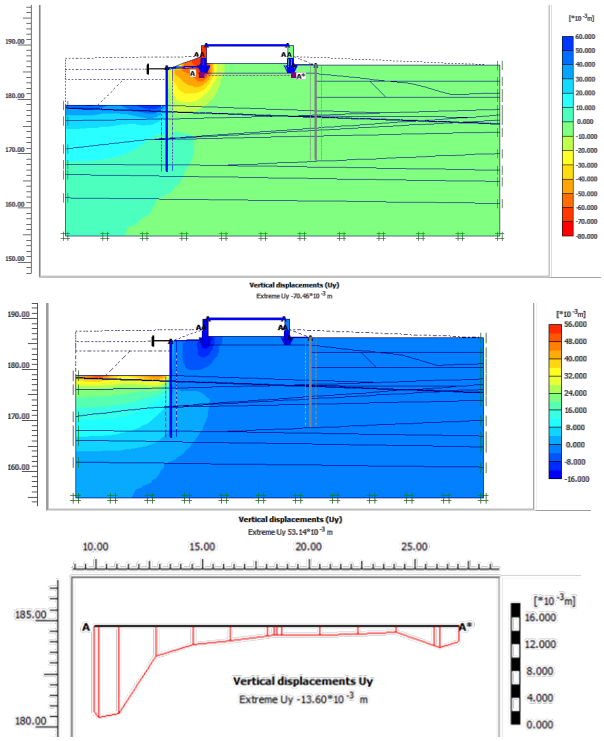


Рис.5. Вертикальні деформації, мм при горизонтальних деформаціях огородження 9 см та 3 см. Епюра осідань при горизонтальних деформаціях огородження 3 см

Fig.5. Vertical deformations, mm at horizontal deformations of the wall 9 cm and 3 cm. Settlement diagram of the building at horizontal deformations of the wall 3 cm.

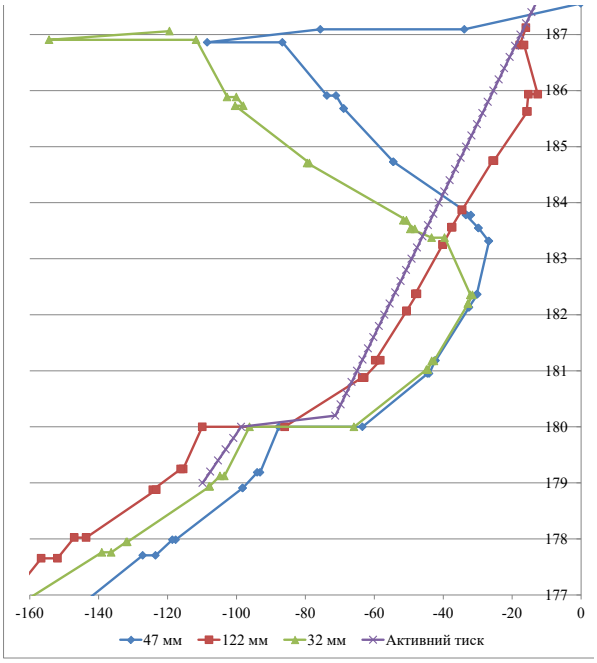


Рис.6. Епюра тиску грунту по Розрізу 1 залежно від горизонтального переміщення стіни, (кН/м^2)/м.п.

Fig.6. Pressure diagram on the wall along Section 1 depending on the horizontal wall displacement, (kN/m^2)/lm.

– в окремих опорних ростверках фундаментів, що сприймають навантаження від розпірок, недостатньо паль для забезпечення несучої здатності ґрунту;

– не забезпечена несуча здатність окремих розпірних труб;

– на ділянці розміщення підземних тунелів палі огородження відсутні (короткі). На цій ділянці є ризик випору ґрунту.

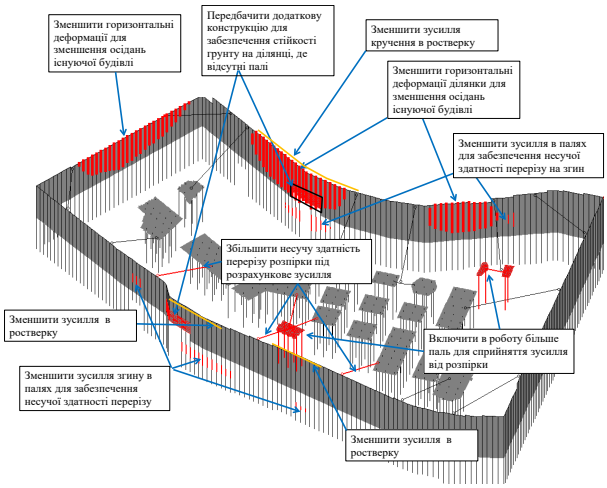


Рис.7. Схема з позначенням проблемних ділянок огородження котловану, виявлених за результатами розрахунків

Fig.7. Schematic representation of problematic zones in the excavation shoring, determined by calculation outcomes

Рекомендації

Розроблено технічні рішення для підвищення ефективності конструктивної системи огородження котловану і збереження експлуатаційних якостей будівель оточуючої забудови:

1. Об’єднання ростверків фундаменту будівлі силовою плитою, для сприйняття горизонтальних навантажень від розпірних конструкцій.

2. Зміщення розпірок та влаштування додаткової розпірної труби для перерозподілу зусиль в палях, ростверку і зменшення деформацій стіни.

3. Влаштування додаткової розпірної конструкції та розподільчої балки на рівні 183,5 м (ділянка в осях 7/А).

4. Влаштування додаткових конструкцій, (посиленої залізобетонної стіни забірки), в зоні влаштування коротких паль над існуючими підземними ходами.

5. Коригування проектного армування ростверку з урахуванням результатів розрахунків.

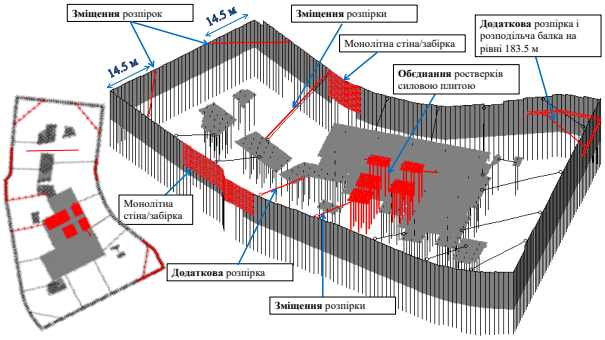


Рис.8. Схема огородження котловану з позначенням заходів, що рекомендовані до виконання

Fig.8. Excavation retaining structure layout with designated measures for implementation.

Надані рекомендації були впроваджені в проектні рішення. В процесі влаштування котловану виконувався геодезичний моніторинг деформацій паль огородження.

Геодезичний моніторинг

Порівняння розрахункових деформацій з фактичними показує хорошу збіжність (+/-5%) на більшості ділянок огородження. Більш суттєва різниця (фактичні деформації менші за розрахункові на 15-20 мм), спостерігається на ділянках розміщення підземних тунелів та вздовж тимчасової будівельної дороги між котлованом та будівлею «Комендатури». На основі цих даних можна зробити висновок, що розрахункова модель споруди огородження відповідає реальному об’єкту.

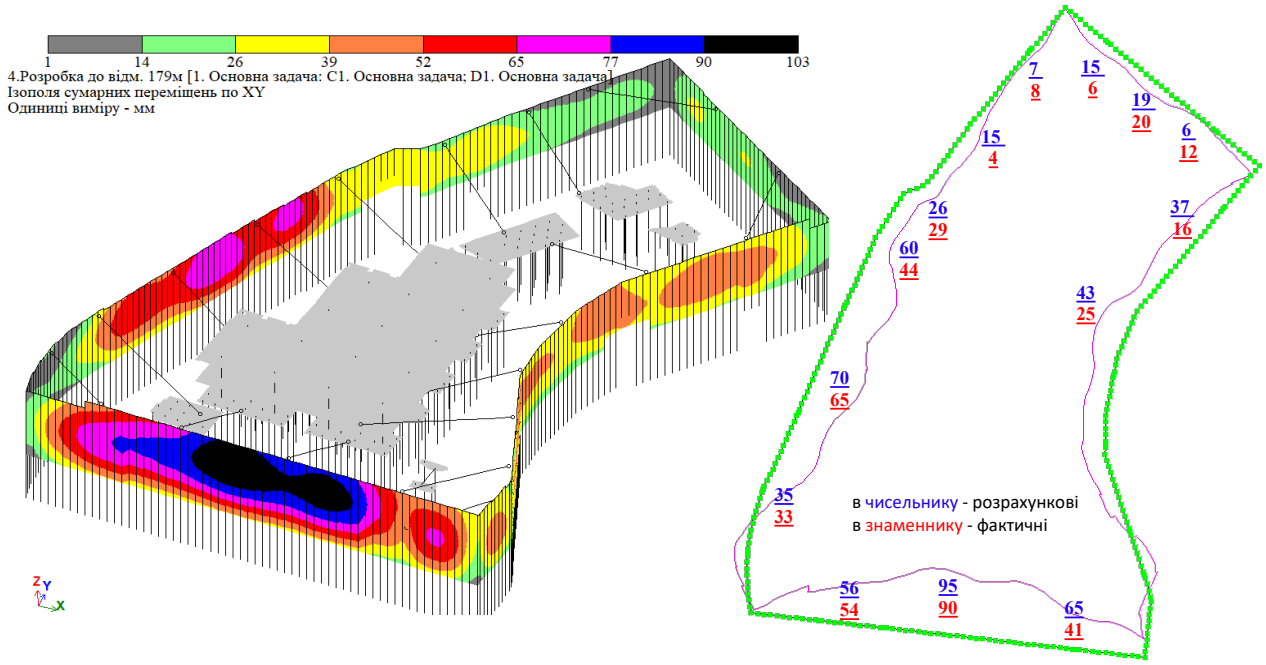


Рис.9. Порівняння розрахункових деформацій з результатами геодезичного моніторингу
Fig.9. Correlation of calculated displacements and geodetic monitoring outcomes

ВИСНОВКИ

Розроблена методологія комп'ютерного інтелекту (створення Digital Twin) для уточнюючих розрахунків глибокого котловану, що наряду із геодезичним моніторингом забезпечило ефективне збереження відреставрованої пам'ятки, що почала експлуатуватися на будівельний період її подальшої трансформації в багатофункціональний комплекс.

Порівняння розрахункових та фактичних деформацій підтвердило адекватність використаної розрахункової моделі, що дозволяє використовувати її для проектування подібних об'єктів у складних ґрунтових умовах.

Результати дослідження підтверджують необхідність детального аналізу роботи конструкцій огородження котлованів в складних ґрунтових умовах з використанням сучасних методів розрахунку просторових моделей та якісних інженерно-геологічних вишукувань.

ЛІТЕРАТУРА

1. Маєвська, І. В., Блащук, Н. В., & Губашова, В. Є. (2022). Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки. *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*, *33*(2), 132-141.
2. Nosenko, V., & Malaman, A. (2023). Вибір оптимальних параметрів підпірної стіни огородження котловану в умовах щільної забудови з врахуванням її просторової жорсткості. *Основи та фундаменти, 46,* 141-152.
3. Слюсаренко, Ю., Дворник, А., & Калюх, ю. (2021). Гібридна концепція iot, dss та dw в геотехниці та її застосування в умовах ущільненої міської забудови. *Наука та будівництво*, *28*(2), 11-27.
4. Slyusarenko, Y., Tytarenko, V., Shuminskiy, V., Dvornyk, A., & Dombrovskyi, Y. (2022). Protection of St. Andrew's Church located within landslide hazardous sites and ground constraints. In *Protection of Historical Constructions: Proceedings of PROHITECH 2021 4*. 1144-1157. Springer International Publishing.
5. Винников, Ю. Л., Харченко, М. О., Єрмоленко, Д., & Акопян, М. К. (2022). Геотехнічний моніторинг улаштування котловану новобудови поруч з існуючими будівлями. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 22, 12-26.

6. Vynnykov, Y., & Akopian, M. (2023). Практика влаштування більш глибокого котловану за рівень підошви фундаментів навколишніх будівель. *Основи та фундаменти, 46,* 28-37.
7. Червінський, Я. Й., Петраков, О. О., Зоценко, М. Л., Винников, Ю. Л., Титаренко, В. А., Шумінський, В. Д., & Домбровський, Я. І. (2014). Дослідження технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах.
8. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 (2015). К.: Мінрегіонбуд України.
9. Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд. ДСТУ–Н Б В.2.1–32:2014 (2015).– К.: Мінрегіонбуд України.
10. Методические рекомендации по проектированию и расчету подпорных стен из буронабивных свай (1984). К: ВНИИГС.

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 tekhnolohii, materialy i konstruktsii v budivnytstvi». 33(2),* 132-141 (in Ukrainian).
2. Nosenko, V., & Malaman, A. (2023). The choice of optimal parameters of the retaining wall of the pit enclosure in conditions of dense construction, taking into account its spatial rigidity. *Bases and Foundations, 46*, 141–152.
3. Slyusarenko, Y., Dvornyk A., Kaliukh, Y. (2021). Hybrid concept of iot, dss and dw in geotechnics and its application in the restrained urban conditions. *Science and Construction, 28(2)*, 11-27 (in Ukrainian)
4. Slyusarenko, Y., Tytarenko, V., Shuminskiy, V., Dvornyk, A., & Dombrovskyi, Y. (2022). Protection of St. Andrew's Church located within landslide hazardous sites and ground constraints. In *Protection of Historical Constructions: Proceedings of PROHITECH 2021 4*. 1144-1157. Springer International Publishing. (in Ukrainian)
5. 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, 22,* 12-26 (in Ukrainian).
6. Vynnykov Yu.L Akopian M.K. (2023) Praktyka vlachtuvannya bilch glybokogo kotlovany za riven pidoshvy fundamentiv navkolyshnich budivel. *Bases and Foundations, 46*, 28-37. (in Ukrainian)
7. Chervynskyi &at (2014) Research on the technical condition of buildings and structures in case of unsecured geological processes (in Ukrainian)
8. DSTU-N B V.2.1-31:2014. (2015) Nastanova z proektuvannya pidpirnych stin. Kyiv: Minrehionbud (in Ukrainian).
9. DSTU-N B V.2.1-32:2014. (2015). Nastanova z proektuvannya kotlovaniv dlya ulashtuvannya fundamentiv i zahlyblenykh sporud. Kyiv: Minrehionbud (in Ukrainian).
10. Metodicheskie recomendazii po proektirovaniyu I raschetu podpornych sten iz byronabivnyh svay Kyiv, 1984 (in Russian)

Application of Digital Twins for Deep Pit Construction during the Transformation of Cultural Heritage Objects

Volodymyr TYTARENKO
Anton DVORNYK

Summary. The behavior of excavation support structures in complex geotechnical conditions and dense urban development was investigated. A rational structural scheme was established using the example of restoration with adaptation – transformation – of a cultural heritage site.

For this purpose, during the scientific and technical support, a digital model (digital twin) of the deep excavation was created, and the stress-strain state (SSS) of the structure was determined in accordance with the design solutions, and recommendations for their optimization were developed. At the excavation stage, based on the analysis of observations of the support deformations and surrounding buildings, the digital model was adjusted, and design solutions for the strutting system were developed.

Deep excavations in complex soil conditions

are an integral part of modern urban construction. In densely built-up areas and complex soil conditions, a number of tasks arise related to ensuring the stability of the excavation and the safety of adjacent buildings. The article discusses issues related to modeling the interaction of the "soil - excavation structure - adjacent buildings" system during excavation. The study is conducted using numerical modeling with nonlinear soil deformation laws.

The influence of various excavation support parameters (type, depth, location) on the stress-strain state of the soil mass and adjacent buildings is studied. Based on the results obtained, recommendations are proposed for selecting the optimal excavation support parameters to ensure its stability and minimize the impact on adjacent buildings.

A promising direction in the design of excavation structures is to increase the economic efficiency and reliability of design solutions by using rational structural schemes that take into account the site's characteristics. In complex configuration excavations, the SSS must be modeled using spatial models. Taking into account the spatial effects of the structural scheme make it possible to solve two main tasks: 1) maximum utilization of the structure's bearing capacity potential, reducing margins to acceptable values; 2) elimination of design errors caused by the discrepancy between the stress-strain state of structures, determined based on 2D model calculations, and their actual state.

Keywords. deep excavation, digital twin, complex soil conditions, excavation support, numerical modeling, excavation stability, adjacent buildings.

Ймовірнісне оцінювання напружено-деформованого стану основ фундаментів неглибокого закладання з урахуванням нелінійних властивостей ґрунтів

Олександр ТРЕГУБ[1], Юрій КІРІЧЕК[2]

Український державний університет науки і технологій
ННІ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»
24а, вул. Архітектора Олега Петрова, м. Дніпро, Україна, 49005,
[1]tregub.olexandr@pdaba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-6436-352X
[2]kirichek.yurii@pdaba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1573-0706

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.296-307

Анотація. Оцінювання напружено-деформованого стану основ фундаментів неглибокого закладання з урахуванням неоднорідності та нелінійності деформування основ і критеріїв надійності за імовірнісним підходом дозволяє більш повно використовувати несучу здатність та деформативність ґрунтів.

Метою роботи є удосконалення методики імовірнісного аналізу НДС основ методом статистичних випробувань задля підвищення надійності проєктних рішень фундаментів.

Методика ймовірнісного аналізу реалізована на базі методу статистичних випробувань із застосуванням апробованого нелінійного методу та комп'ютерного програмування. Запропоновано визначати допустимий тиск на основи фундаментів за результатами ймовірнісного аналізу при заданих доцільних значеннях імовірностей відмов за граничними станами: перевищення тиском P під підошвою фундаменту граничного опору P_u; перевищення розрахунковим осіданням S або S_{nl} граничного значення S_u; перевищення розрахункової відносної нерівномірності осідань $\Delta S/L$ граничного значення $(\Delta S/L)_u$.

Виконані розрахунки стовпчастих фундаментів за імовірнісним та детермінованим підходами на одношарових піщаних та глинистих ґрунтових основах.

Імовірнісними розрахунками отримані значення коефіцієнтів варіації: $\nu(S)$=0,06-0,17, $\nu(\Delta S/L)$=0,74-0,79, $\nu(R)$=0,08-0,14, $\nu(P_u)$=0,1-0,18.

У випадках неоднорідності механічних характеристик ґрунтів із коефіцієнтами варіацій $\nu \geq 0{,}15$-0,2 і одночасного їх урахування в ймовірнісних розрахунках допустимі тиски на основи не перевищили їх розрахункові опори $P<R$. Зі збільшенням тиску на основи фундаментів ймовірність відмов за граничними станами підвищується і вже із досягненням 40-60% величини несучої здатності основ стрімко зростає до значень, що перевищують допустимі.

За результатами імовірнісного аналізу отримано менші на 5-50% значення допустимих тисків на основи фундаментів у порівнянні із детермінованими розрахунками, що підтверджує необхідність урахування неоднорідності характеристик ґрунтів, особливо при оцінюванні можливості роботи основи у нелінійній стадії деформування за рахунок їх резервів несучої здатності.

Ключові слова. Надійність, фундаменти неглибокого закладання, неоднорідність ґрунтів, коефіцієнти варіації, нелінійні деформації.

Олександр ТРЕГУБ
доцент кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою
к.т.н., доц.

Юрій КІРІЧЕК
професор кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою,
д.т.н., проф.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Ґрунтові основи будівель та споруд характеризуються неоднорідністю властивостей. За різними оцінками, коефіцієнти варіації фізико-механічних характеристик ґрунтів можуть становити до 30%. При визначенні допустимих напружень в основах фундаментів це може вплинути на переоцінку їх несучої здатності.

У зв'язку із неоднорідністю характеристик ґрунтів і мінливою природою навантажень виникає ймовірність перевищення тиском під підошвою фундаментів розрахункового опору основи P>R, що передбачає розрахунки осідань з урахуванням фізичної нелінійності деформування ґрунту (Винников і Харченко, 2015). При цьому слід ураховувати інші геотехнічні ризики – імовірність наднормативних осідань фундаментів та їх нерівномірності, що може спричинити пошкодження будівельних конструкцій.

У той же час, для отримання ресурсозберігаючого проєктного рішення фундаментів на надійних ґрунтах доцільно використовувати резерви несучої здатності основи при їх роботі у нелінійній стадії деформацій.

Оцінювання НДС основ фундаментів неглибокого закладання з урахуванням неоднорідності та нелінійності деформування основ і критеріїв надійності за імовірнісним підходом дозволить обґрунтовано призначати допустимі навантаження на фундаменти.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є удосконалення методики імовірнісного аналізу НДС основ методом статистичних випробувань задля підвищення надійності проєктних рішень фундаментів неглибокого закладання.

При цьому завданням досліджень є: оцінювання впливу неоднорідності характеристик ґрунтів на НДС основ фундаментів та імовірності відмов за граничними станами; визначення статистичних параметрів випадкових величин (ВВ) осідань, розрахункового та граничного опору; встановлення допустимих тисків під підошвою фундаментів за імовірнісними розрахунками граничного опору, осідань та їх нерівномірності з урахуванням розвитку нелінійної стадії деформацій; порівняння результатів розрахунку допустимих тисків на основи за ймовірнісним та детермінованим підходами.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Попередніми дослідженнями обґрунтована доцільність використання резервів несучої здатності основ фундаментів при їх роботі у нелінійній стадії деформацій із застосуванням коефіцієнтів надійності до розрахунків допустимих навантажень з метою забезпечення необхідного рівня надійності (Трегуб, 2014; Kirichek and Tregub, 2015, 2024).

Для обчислення ймовірності відмови використовують аналітичні, чисельні та методи статистичних випробовувань, зокрема: метод імітаційного моделювання Монте-Карло (Monte Carlo simulation method), метод діаграми торнадо (tornado diagram method), метод другого моменту першого порядку (first order second moment), метод випадкових скінченних елементів (random finite element method), метод проєктування на основі надійності (reliability-based design method), методи поверхні відгуку (response surface methods) та ін. (Chemali and Tiliouine, 2023; Phoon and Ching, 2018; (Kayser and Gajan, 2014).

У роботі (Pereira and Caldeira, 2011) для імовірнісних розрахунків фундаментів неглибокого закладання були застосовані удосконалений метод другого моменту першого порядку (advanced first-order second-moment method) і метод другого моменту першого порядку (first-order second-moment method). Детермінований розрахунок було реалізовано методом часткових коефіцієнтів безпеки, рекомендований Єврокодом.

У дослідженні (Винников і Харченко, 2015) виконаний детальний аналіз ймовірнісних методів оцінювання НДС основ фундаментів, зокрема приділена увага імовірнісному аналізу за допомогою методу скінченних елементів. Застосування даної методики

дозволило обґрунтувати необхідність армування слабкої основи ґрунтоцементними елементами.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Статистичні дані щодо неоднорідності характеристик ґрунтів та функції розподілу встановлюють за результатами лабораторних випробовувань їх зразків. У дослідженнях використано метод моделювання Монте-Карло. Вибірка із $k=10^4$ значень ВВ характеристик ґрунтів та тиску P моделювались наближеним розподілом нормального закону у вигляді:

$$X_i = M_x + (V_x \cdot M_x)\xi \,, \qquad (1)$$

де M_x – математичне сподівання характеристики;

V_x – коефіцієнт варіації ВВ характеристики x;

ξ – згенероване випадкове число (0...1), що відповідає закону нормального розподілу.

Коефіцієнти варіації характеристик ґрунтів прийняті за літературними джерелами та проаналізованими даними звітів з інженерно-геологічних вишукувань. При моделюванні ВВ прийнято такі значення коефіцієнтів варіації: характеристики ґрунтів – v(φ, c, E)=0,05-0,2, v(γ)= 0,02-0,05; тиск під підошвою фундаменту – v(P)=0,1.

Статистична перевірка ВВ характеристик x ґрунтів з метою виключення із вибірки помилкових значень m та встановлення розрахункових характеристик ґрунтів виконана згідно з вимогами стандарту (ДСТУ Б В.2.1-5-96, 1996). Розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунтів наведені у Табл. 1.

Табл. 1. Розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунтів
Table 1. Design physical and mechanical characteristics of soils

Ґрунти	Модуль деформації	Кут внутрішнього тертя		Питоме зчеплення		Питома вага	
	E, МПа	φ_{II}, град	φ_{I}, град	c_{II}, кПа	c_{I}, кПа	γ_{II}, кН/м^3	γ_{I}, кН/м^3
Пісок середньої крупності, щільний	30	35	34,3	1,0	0,95	16,70	16,50
Суглинок тугопластичний	14	21	20,6	23	22,8	17,50	17,45
Глина м’якопластична	9	10	9,7	33	32,1	17,85	17,80

Розрахунок осідань фундаментів з урахуванням нелінійності деформування ґрунтів для загального випадку неоднорідних основ виконано за формулою (Клепіков, 1996):

$$S = \frac{\bar{S}(1-\bar{P}/P_u)P}{\bar{P}(1-P/P_u)}, \qquad (2)$$

де $\bar{S}$ – осідання основи при тиску $\bar{P}$ під підошвою фундаменту, що не перевищує розрахункового опору R. Осідання $\bar{S}$ визначається з урахуванням форми підошви фундаменту, наявності неоднорідних шарів ґрунту і розмірів стисненої товщі. Приймалось $\bar{S} = S_R$ (при тиску P=R) за формулою осідання лінійно-деформованого півпростору.

Задовільну збіжність результатів розрахунку осідань за формулою (2) підтверджено даними випробувань ґрунтів основ штампами. Із формули (2) отриманий тиск під підошвою фундаменту, що відповідає граничному осіданню основи:

$$P(S_u) = \frac{S_u \cdot \bar{P}}{\bar{S}\left(1 - \frac{\bar{S}\cdot\bar{P}}{P_u} + \frac{S_u \cdot \bar{P}}{P_u}\right)} \qquad (3)$$

Показником надійності системи «основа-фундамент» є імовірність відмов P_i за граничними станами: перевищення тиском P під підошвою фундаменту граничного

опору P_u; перевищення розрахунковим осіданням S або S_{nl} граничного значення S_u; перевищення розрахункової відносної нерівномірності осідань $\Delta S/L$ граничного значення $(\Delta S/L)_u$.

Імовірність відмови за граничним станом визначалась за співвідношенням:

$$P_i = \frac{n}{k-m}, \qquad (4)$$

де n – кількість відмов у розрахунках з ВВ характеристик ґрунтів x та тиску p;

k – загальна кількість виконаних розрахунків відповідно до розміру вибірки;

m – кількість вилучених із вибірки помилкових ВВ характеристик ґрунту.

Застосовуючи ВВ характеристик ґрунтів та тиску $\tilde{P}$ визначенні значення розрахункового та граничного опору $\tilde{R}$, $\tilde{P}_u$, та осідання $\tilde{S}_R$, $\tilde{S}_{nl}$ фундаментів, перевірені умови за граничними станами.

Імовірнісні розрахунки виконувались ітераціями, оцінюючи НДС встановлювали допустимий тиск: у випадку недостатнього рівня надійності – при перевищенні доцільного значення імовірності відмов, тиск на основу зменшували та виконували повторний цикл розрахунків до досягнення умови надійності. Доцільні значення імовірності відмов P_i^{ex} приймають за будівельними нормами (ДБН В.1.2-14:2018, 2018) у залежності від розрахункових ситуацій та відповідальності об'єкту, але можуть бути прийнятті і інші обґрунтовані значення імовірностей. У дослідженнях допустимими прийняті значення імовірностей: у розрахунках за I граничним станом – $5\cdot10^{-6}$; за II граничним станом – $1\cdot10^{-4}$.

Характеристики безпеки визначені за формулами:

$$\beta_{\mathrm{I}} = \frac{\bar{\mathrm{P}}\mathrm{u}-\bar{\mathrm{P}}}{\sqrt{\sigma_{Pu}^2+\sigma_{\mathrm{p}}^2}}, \beta_{\mathrm{II}} = \frac{\mathrm{Su}-\bar{\mathrm{S}}}{\sigma_{\mathrm{S}}},$$

$$\text{або } \beta_{\mathrm{II}} = \frac{\bar{\mathrm{P}}_{\mathrm{Su}}-\bar{\mathrm{P}}}{\sqrt{\sigma_{P_{Su}}^2+\sigma_{\mathrm{p}}^2}} \text{ та } \beta_{\mathrm{II}} = \frac{\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u-\left(\frac{\overline{\Delta S}}{L}\right)}{\sigma_{\Delta S/\mathrm{L}}}, \quad (5).$$

де $\bar{P}$, $\bar{P}_u$, $\bar{S}$, $\left(\frac{\overline{\Delta S}}{L}\right)$, $\bar{P}_{Su}$– значення математичних сподівань тиску під підошвою фундаменту, граничного опору основи, осідань фундаменту, відносних нерівномірних осідань та тиску, яке спричинить граничне осідання відповідно;

σ_p, σ_S, $\sigma_{\Delta S/L}$, σ_{Pu}, $\sigma_{P_{Su}}$– значення середніх квадратичних (стандартних) відхилень ВВ тиску під підошвою фундаменту, осідань, відносних нерівномірних осідань, граничного опору та тиску, яке спричинить граничне осідання фундаменту відповідно;

S_u, $\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u$ – граничні значення абсолютних та відносних нерівномірних осідань фундаментів відповідно.

З метою автоматизації розрахунків за граничними станами, ймовірнісного моделювання методом статистичних випробувань та аналізу НДС основ фундаментів розроблена програма за алгоритмом, що наведений на Рис. 1.

Вхідні дані до розрахунків: ширина та довжина підошви фундаментів b, l, глибина закладання d; тиск під підошвою фундаменту p та його коефіцієнт варіації v_p; фізико-механічні характеристики ґрунтів φ, c, γ, γ', E та їх коефіцієнти варіації v_φ, v_c, v_E , v_γ; коефіцієнти надійності γ_n та умов роботи γ_c; нормативні граничні значення осідань S_u, відносної нерівномірності осідань $(\Delta S/L)_u$; доцільні значення імовірності відмов P_i.

У розрахунках приймались стовпчасті фундаменти з розмірами підошви $b=l=1{,}0$ м та глибиною закладання $d=1{,}0$ м і $b=l=3$ м, $d=3$ м для будівель каркасної конструктивної схеми, на одношарових ґрунтових основах: пісок середньої крупності, щільний, маловологий; суглинок тугопластичний; глина м'якопластична.

Виконані розрахунки основ фундаментів неглибокого закладання за імовірнісним та детермінованим підходами. Результати розрахунків наведені у Табл. 2 та 3.

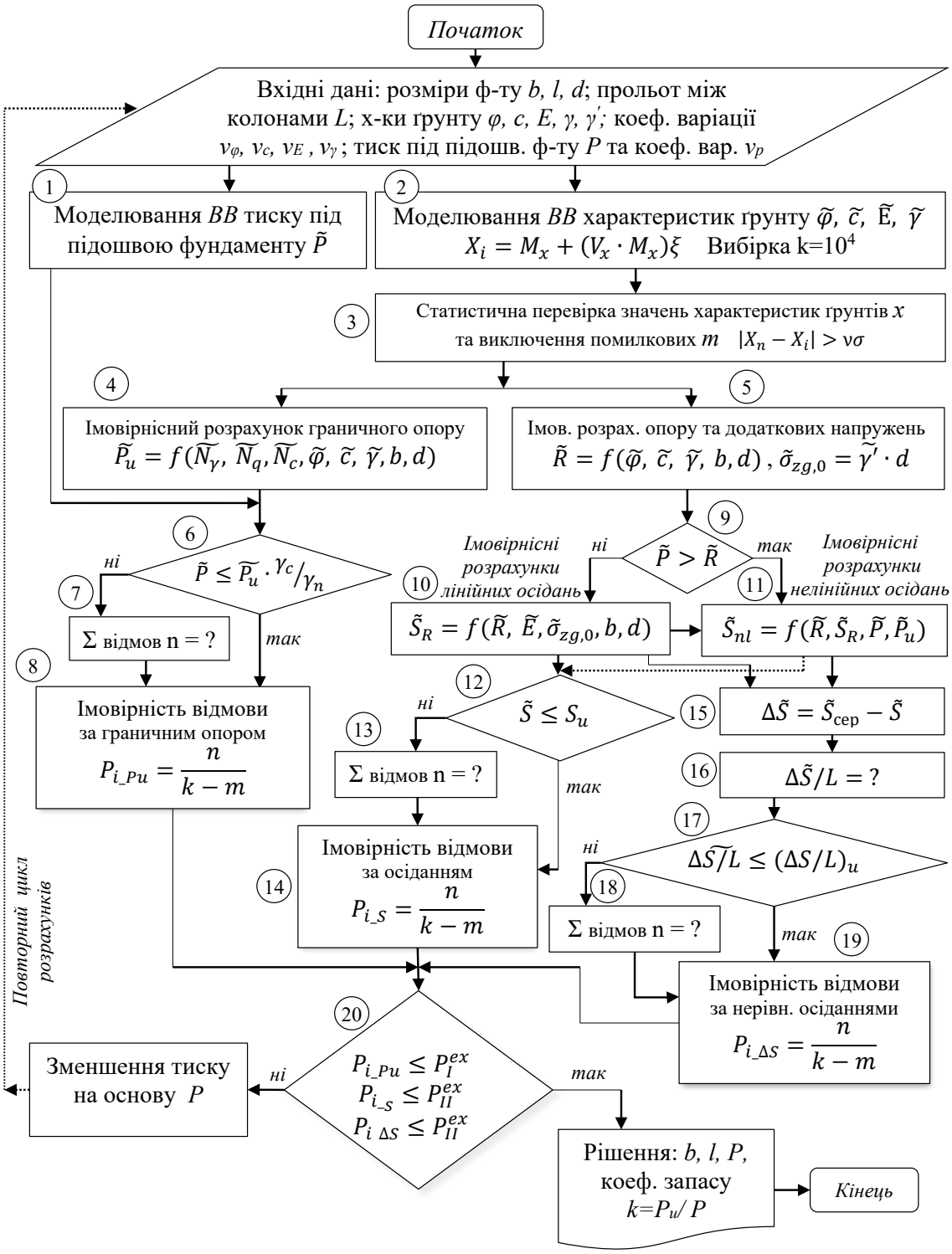


Рис.1. Алгоритм ймовірнісного розрахунку основ фундаментів неглибокого закладання методом статистичних випробувань

Fig.1. Algorithm for probabilistic calculation of shallow foundations using the statistical testing method

У зв'язку із неоднорідністю ґрунтів та мінливістю навантажень існує ймовірність перевищення тиском під підошвою фундаменту розрахункового опору основи $\tilde{P} > \tilde{R}$, і відповідного розвитку осідань фундаменту у нелінійній стадії. Встановлено, що ймовірність перевищення $\tilde{P} > \tilde{R}$ при тиску $\bar{P} = 0{,}8R$ (варіації v_p=0,1; v(φ, c, E)=0,1; v_γ=0,05) на піщаних основах становить 11%, на суглинках 9%, на глинах 7%. За умови $\tilde{P} > \tilde{R}$

необхідно враховувати нелінійний характер деформування. На Рис. 2 наведені графіки імовірних осідань фундаментів та умовні межі лінійних та нелінійних стадій деформацій, що залежать від варіацій значень розрахункового опору ґрунту та тиску під підошвою фундаментів. На графіках показані ймовірні діапазони значень розрахункового опору ΔR та відповідних осідань ΔS фундаментів.

Табл. 2. Результати детермінованих розрахунків основ фундаментів
Table 2. Results of deterministic calculations of foundations

Ширина фундаменту	Глибина закладання	Розрахунковий опір основи	Осідання фундаменту при P=R	Граничний опір основи	Тиск під підошвою фундаменту	Нелінійні осідання фундаменту при тиску P	Тиск, що відповідає граничному осіданню (S_u=10см)
b, м	*d, м*	*R, МПа*	*S_R, см*	*P_u, МПа*	*P, МПа*	*S_{nl}, см*	*$P(S_u)$, МПа*
Пісок середньої крупності, щільний маловологий							
1	1	0,212	0,62	1,66	0,25	0,77	1,16
3	3	0,611	5,38	4,86	0,73	6,67	1,02
Суглинок тугопластичний							
1	1	0,219	1,38	0,81	0,26	1,81	0,59
3	3	0,364	6,42	1,49	0,42	7,79	0,50
Глина м'якопластична							
1	1	0,172	1,64	0,459	0,21	2,32	0,36
3	3	0,240	5,98	0,69	0,27	7,2	0,33

Табл. 3. Результати імовірнісних розрахунків основ фундаментів
Table 3. Results of probabilistic foundation base calculations

Ширина фундаменту	Глибина закладання	Тиск під підошвою	Коеф. варіації	Математичні сподівання (середні значення)				Середні квадратичні (стандартні) відхилення				Коефіцієнти варіації				Коефіцієнт запасу	Характ. безпеки за I гр. ст. /за II гр. ст.
b, м	*d, м*	*P, МПа*	*v(φ, c, E)*	*P_u, МПа*	*S, см*	*$\Delta S/L$ *10^{-3}*	*$P(S_u)$, МПа*	*σ_{Pu}*	*σ_S*	*$\sigma_{\Delta S/L}$ *10^{-3}*	*$\sigma_{P(Su)}$*	*v_{Pu}*	*v_S*	*$v_{\Delta S/L}$*	*$v_{P(Su)}$*	*$k_{зап}$*	*β*
Пісок середньої крупності, щільний маловологий																	
1	1	0,25	0,05	1,92	0,80	0,13	1,27	0,35	0,10	0,096	0,19	0,18	0,13	0,74	0,15	7,7	4,76 / 5,32
3	3	0,59	0,05	4,92	5,20	0,43	1,03	0,91	0,66	0,32	0,05	0,18	0,13	0,74	0,05	8,3	4,75 / 4,91
Суглинок тугопластичний																	
1	1	0,20	0,1	0,88	1,61	0,11	0,61	0,14	0,10	0,084	0,08	0,16	0,06	0,76	0,13	4,4	4,81 / 4,97
3	3	0,21	0,1	1,60	3,51	0,12	0,50	0,29	0,56	0,09	0,04	0,18	0,16	0,75	0,08	7,6	4,78 / 6,42
Глина м'якопластична																	
1	1	0,20	0,1	0,48	3,09	0,48	0,37	0,05	0,29	0,38	0,03	0,10	0,09	0,79	0,08	2,4	5,2 / 4,0
3	3	0,19	0,1	0,72	4,36	0,50	0,33	0,07	0,75	0,38	0,02	0,10	0,17	0,76	0,06	3,8	7,31 / 3,95

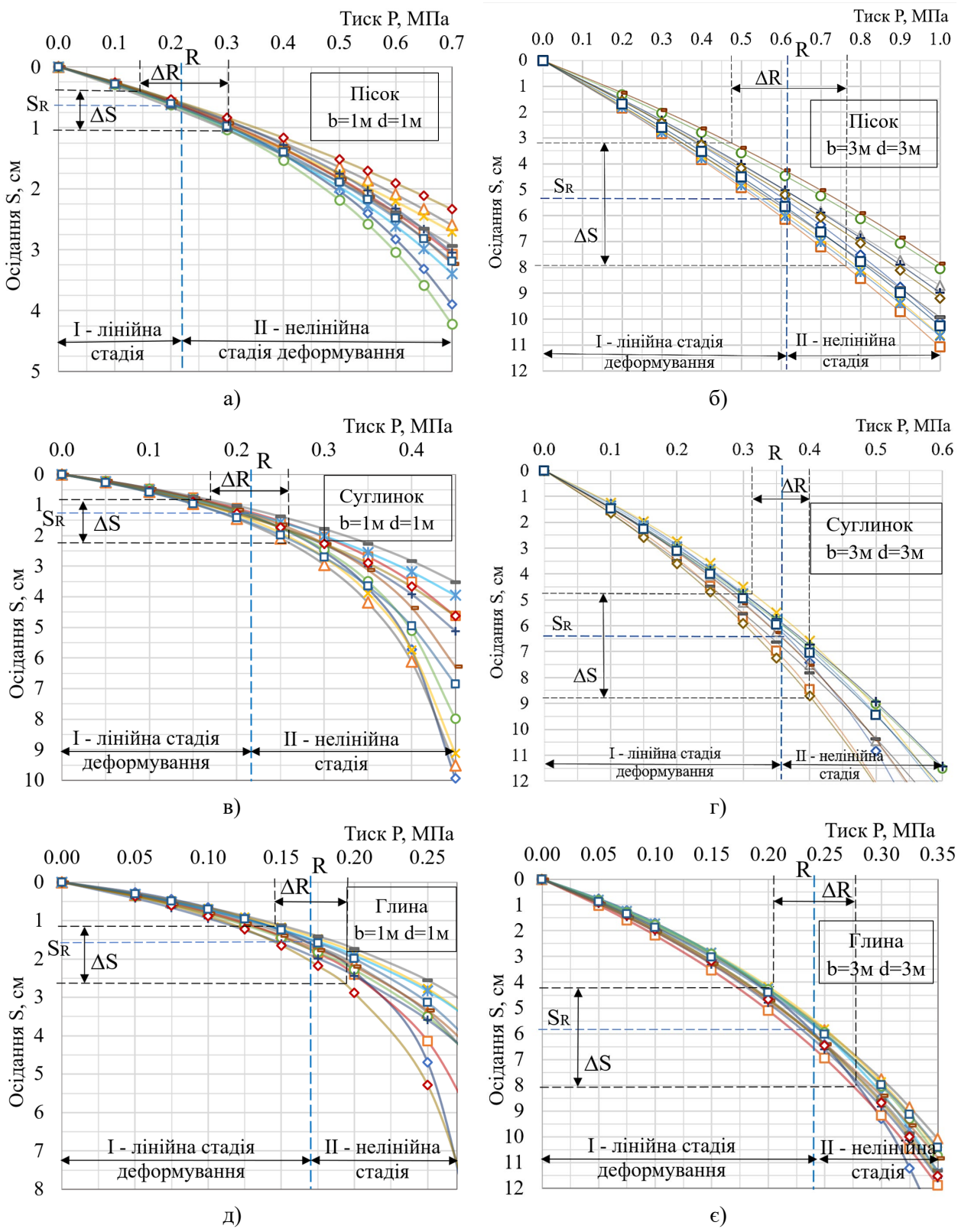


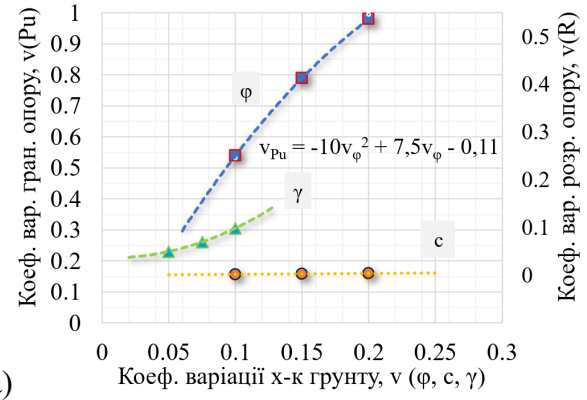
Рис.2. Імовірні осідання фундаментів на основах: а, б – із піску; в, г – із суглинку тугопластичного; д, є – із глини м'якопластичної.

Fig.2. Probable settlements of foundations on the bases: а, б – sand; в, г – stiff loam; д, є – soft clay.

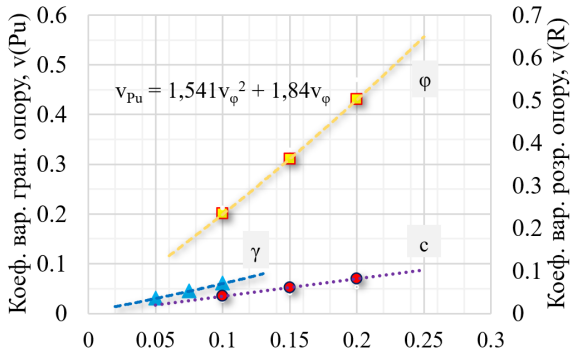
Імовірнісним розрахунком основ фундаментів неглибокого закладання визначено, що значення коефіцієнтів варіації осідань знаходяться у діапазоні $v(S)$=0,06...0,17, розрахункового опору $v(R)$=0,08...0,14, граничного опору $v(P_u)$=0,1...0,18, що залежить від

коефіцієнтів варіації фізико-механічних характеристик ґрунтів. Зі збільшенням розмірів підошви фундаментів значення розрахункових осідань та їх коефіцієнти варіації зростають. Ці фактори суттєво впливають на величину допустимого тиску на основу з урахуванням імовірності відмов та характеристик безпеки β.

У процесі досліджень визначені залежності коефіцієнтів варіації граничного та розрахункового опорів від варіацій характеристик ґрунтів (Рис. 3) та осідання фундаментів від модулю деформації і величини відносного навантаження основи P/P_u (Рис. 4). Найбільший вплив на $v(P_u)$ та $v(R)$ має кут внутрішнього тертя ґрунту.



а)

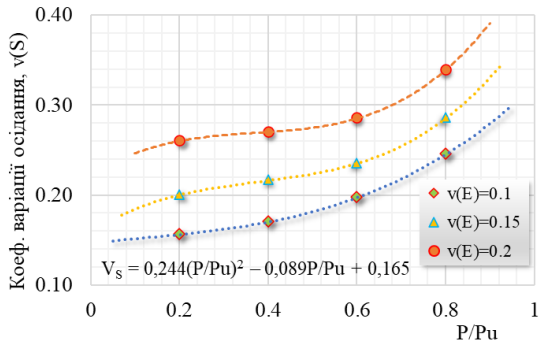


б)

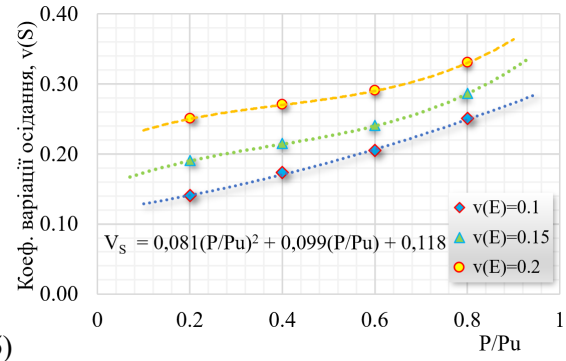
Рис.3. Залежність коефіцієнтів варіації граничного та розрахункового опорів від характеристик ґрунтів: а – для піску середньої крупності; б – для суглинку тугопластичного.

Fig.3. Coefficients of variation of the limiting and design resistances versus soil characteristics: a – medium sand; б – stiff loam.

Коефіцієнти варіації тиску $\tilde{P}_{Su}$ (при S_u=10см) склали $v(P_{Su})\approx 0{,}06...0{,}15$.



а)



б)

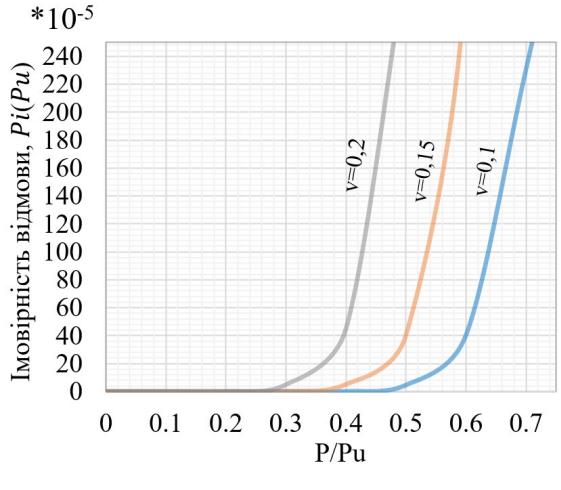
Рис.4. Залежність коефіцієнта варіації осідання від коефіцієнта варіації модуля деформації та відносного тиску: а – для піску середньої крупності; б – для суглинку тугопластичного.

Fig.4. Coefficient of variation of settlement versus coefficient of variation of elastic modulus and relative pressure: a – sized sand; b – stiff loam.

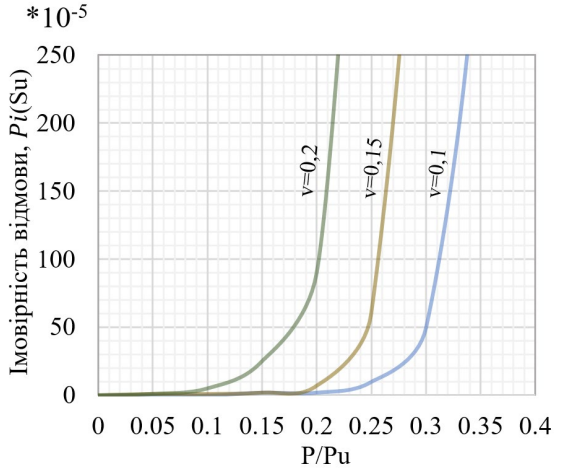
Суттєві обмеження допустимого тиску на основу виникають з метою зменшення імовірності наднормативних нерівномірних осідань фундаментів. Коефіцієнти варіації у розрахунках нерівномірних осідань склали $v(\Delta S/L)$=0,74-0,79, що свідчить про значний вплив неоднорідності характеристик на деформації фундаментів. Умова за імовірністю відмови при нерівномірності осідань $(\Delta S/L)_u$=0,002 розглянутих фундаментів забезпечена при відносних тисках 0,12-0,13P_u на піщаній основі, на суглинку 0,13-0,23P_u, на глині 0,26-0,42P_u. Характеристики безпеки при цьому склали β>3,95.

Після узагальнення даних побудовані графіки залежності імовірності відмови від варіації характеристик ґрунтів та відносного тиску P/P_u (Рис. 5). Зі збільшенням тиску на основи фундаментів імовірність їх відмови підвищується, а із досягненням напружень у

межах P/P_u>0,4...0,6 стрімко зростає до значень, що перевищують допустимі.



а)



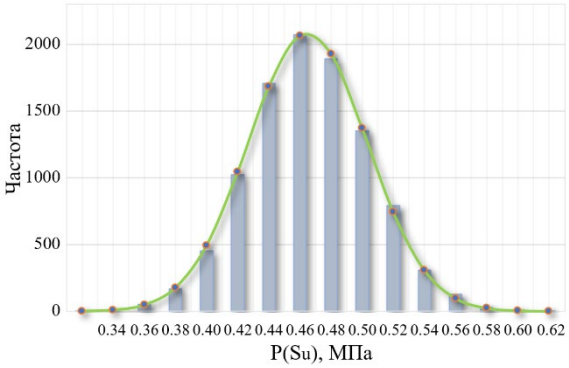
б)

Рис.5. Залежність імовірності відмови фундаменту від варіації характеристик ґрунтів та відносного тиску P/P_u на основу із суглинку тугопластичного при коефіцієнтах варіації v(φ, c, E)=0,1...0,2: а – за граничним опором основи $Pi(P_u)$; б – за осіданням $Pi(S_u)$.

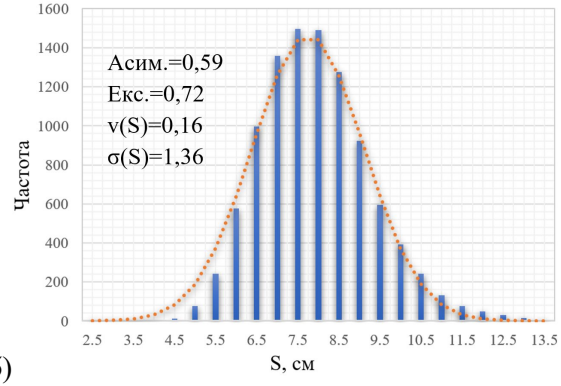
Fig.5. Probability of the ground failure versus the variation of soil characteristics and the relative pressure P/Pu on stiff loam with the coefficients of variation v(φ, c, E)=0,1...0,2 according: a – ultimate limit state $Pi(Pu)$; б – serviceability limit state Pi(S).

За результатами імовірнісного аналізу НДС отримано менші на 5-50% значення допустимих тисків у порівнянні із детермінованими розрахунками, що залежить від варіації значень характеристик ґрунтів. Із імовірнісного аналізу НДС встановлено, що у багатьох випадках допустимі навантаження не перевищують межу лінійності деформування ґрунтів.

Результати статистичного аналізу продемонстрували можливість апроксимації щільності розподілу випадкових величин R, $P(S_u)$ та P_u функцією нормального розподілу. У розподілі ВВ нелінійних осідань S_{nl} відзначається асиметрія до 0.59, що пов'язане, зокрема, із непропорційним приростом осідань у нелінійній стадії при зростаючих напруженнях у ґрунті під час навантаження фундаментом (Рис. 6).



а)



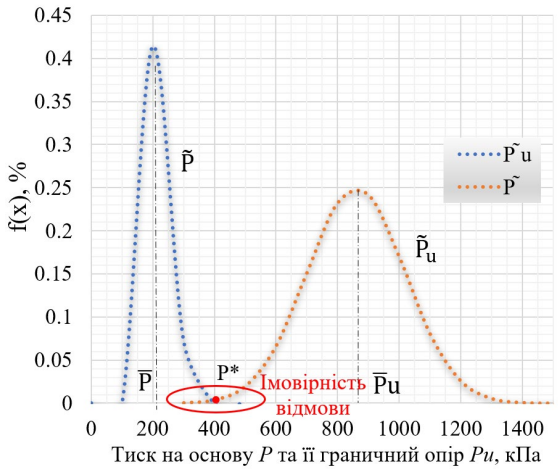
б)

Рис.6. Діаграми розподілу ВВ, грунт – суглинок при v(φ, c, E)=0,1: а – тиску $\tilde{P}_{Su}$, $v(P_{Su})$=0,08; б – нелінійних осідань S_{nl}.

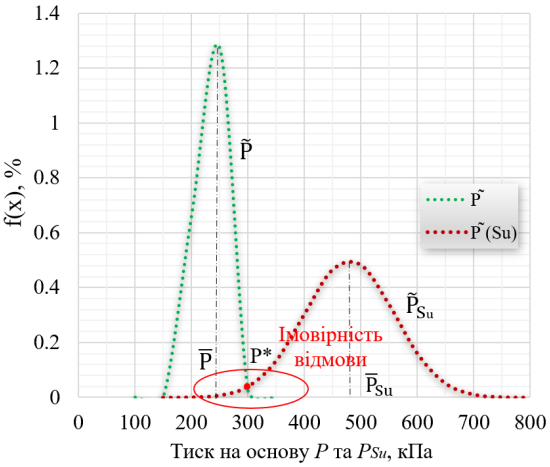
Fig.6. Distribution diagrams of random variables, soil – loam at v(φ, c, E)=0.1: a – pressure $\tilde{P}_{Su}$, $v(P_{Su})$=0.08; б – nonlinear settlements S_{nl}.

Дані щодо імовірності відмов можуть бути уточнені методом інтегрування щільності розподілу ВВ тисків та граничного опору. Графічна інтерпретація даних представлена на Рис. 7. Зі збільшенням навантаження на основу крива розподілу ВВ тиску під підошвою фундаменту $\tilde{P}$ наближається

до кривої $\tilde{P}_u$ – граничного опору основи або $\tilde{P}_{Su}$ – тиску при S_u. Імовірність відмов з'являється у випадках перетинання кривих на графіках.



а)



б)

Рис.7. Щільність розподілу ВВ: а – тиск під підошвою фундаменту $\tilde{P}$ та граничний опір основи $\tilde{P}_u$; б – тиск $\tilde{P}$ та тиск $\tilde{P}_{Su}$, що спричинить граничне осідання.

Fig.7. The density of the distribution of random variables: a – design effect of action $\tilde{P}$ and the ultimate bearing capacity $\tilde{P}_u$; б – design effect of action $\tilde{P}$ and the pressure $\tilde{P}_{Su}$, corresponding to the serviceability limit.

Відношення $\overline{P}_u$ до $\overline{P}$ характеризує запас за I граничним станом, а $\overline{P}_{Su}/\overline{P}$ – за II граничним станом.

Запаси за I граничним станом склали: на піщаній основі – 7,7-8,3; на суглинку – 4,4-7,6; на глині – 2,4-3,8.

У випадках неоднорідності механічних характеристик ґрунтів з коефіцієнтами варіацій v≥0,15-0,2 і одночасного їх урахування в ймовірнісних розрахунках допустимі тиски на основи не перевищили їх розрахункові опори P<R.

Методика імовірнісного аналізу НДС основ методом статистичних випробувань є ефективною при реалізації її методами комп'ютерного програмування та має переваги, зокрема, можливість моделювання ВВ неоднорідності ґрунтів різними видами функцій з урахуванням нелінійності деформування основ із великою кількістю варіаційних параметрів, на базі апробованих інженерних розрахункових моделей, що часто є складним завданням при застосуванні інших методів імовірнісного аналізу.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Методика ймовірнісного аналізу НДС основ фундаментів неглибокого закладання з урахуванням неоднорідності і нелінійності деформування ґрунтів реалізована на базі методу статистичних випробувань із застосуванням апробованого нелінійного методу та комп'ютерного програмування.

Однією із переваг розглянутої методики є можливість статистичного моделювання ВВ різними видами функцій розподілу з урахуванням нелінійності деформування ґрунтових основ, що має перспективи для подальших досліджень.

Дослідженням впливу неоднорідності ґрунтів (при v(φ, c, E)=0,1, v(γ)=0,05) та мінливості навантажень (v_p=0,1) на НДС основи підтверджена ймовірність перевищення тиском під фундаментом умовної межі лінійної стадії деформування (при $\bar{P} = 0{,}8R$, $\tilde{P} > \tilde{R}$), що вимагає застосування методів нелінійної механіки ґрунтів. Пропонується визначати допустимий тиск на основи фундаментів за результатами ймовірнісного аналізу НДС з урахуванням неоднорідності та нелінійності деформування ґрунтів при заданих доцільних значеннях імовірностей відмов за граничними станами.

За результатами імовірнісного аналізу НДС отримано менші значення допустимих тисків у порівнянні із детермінованими розрахунками, що підтверджує необхідність урахування неоднорідності характеристик

ґрунтів, особливо при оцінюванні можливості підвищення навантаження і роботи основи у нелінійній стадії деформування за рахунок їх резервів несучої здатності.

ЛІТЕРАТУРА

1. Трегуб, О.В. (2014). *Удосконалення методу проектування фундаментів мілкого закладання з урахуванням нелінійності деформування ґрунтів* (Автореф. Дис … канд. техн. наук). ДВНЗ «ПДАБА». Дніпро.
2. Kirichek Y., & Tregub O. (2024). Nonlinear numerical analysis of foundations on basis of plate load test results. *Proceedings of the XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering «Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society»*, 576-581. DOI: 10.1201/9781003431749
3. Kirichek Y., & Tregub, A. (2015). Limit Sate Design of Shallow Foundation. *Proc. Fifth International Symposium on Geotechnical and Risk*. Rotterdam, IOS Press, 374-379.
4. Kayser M., & Gajan S. (2014). Application of probabilistic methods to characterize soil variability and their effects on bearing capacity and settlement of shallow foundations: state of the art. *International Journal of Geotechnical Engineering,* (8)4, 352-364. DOI: 10.1179/1938636213Z.00000000073
5. Chemali, B., & Tiliouine, B. (2023). Probabilistic Analysis of Shallow Foundations on c-φ Soils Using 2nd Order Response Surface Methods. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 67(2), 485–494. DOI: 10.3311/PPci.17917
6. Phoon, K.-K., & Ching, J. (2018). Risk and reliability in geotechnical engineering, *CRC Press*. DOI: 10.1201/b17970
7. Pereira C., & Caldeira L. (2011). Shallow Foundation Design through Probabilistic and Deterministic Methods. *Proceedings of the 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk*, 199-207.
8. Винников, Ю.Л., & Харченко, М.О. (2015). Імовірнісні методи в геотехніці. *Галузеве машинобудування, будівництво:* збірник наукових праць, 1(43), 93–111.
9. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд: ДБН В.1.2-14:2018. (2018) [Чинний від 2019.01.01]. К.: Мінрегіон України.
10. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань: ДСТУ Б В.2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96) (1996) [Чинний від 1997.04.01]. НДІОСП.
11. Клепиков С.Н. (1996). *Расчет сооружений на деформируемом основании*. НИИСК Киев.

REFERENCES

1. Tregub, O.V. (2014) *Udoskonalennya metodu proektuvannya fundamentiv milkoho zakladannya z urakhuvannyam neliniynosti deformuvannya gruntiv* [Improvement of design method of shallow foundations taking into consideration the nonlinearity of soil deformation]: (Avtoref. dys. … kand. tekhn. nauk) DVNZ «PDABA». Dnipro (in Ukrainian).
2. Kirichek, Y., & Tregub, O. (2024). Nonlinear numerical analysis of foundations on basis of plate load test results. *Proceedings of the XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering «Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society»*, 576-581. (in English). DOI: 10.1201/9781003431749
3. Kirichek, Y., & Tregub, A. (2015). Limit Sate Design of Shallow Foundation. *Proc. Fifth International Symposium on Geotechnical and Risk*. Rotterdam, IOS Press, 374-379.
4. Kayser, M., & Gajan, S. (2014). Application of probabilistic methods to characterize soil variability and their effects on bearing capacity and settlement of shallow foundations: state of the art. *International Journal of Geotechnical Engineering*, (8)4, 352-364. DOI: 10.1179/1938636213Z.00000000073
5. Chemali, B., & Tiliouine, B. (2023). Probabilistic Analysis of Shallow Foundations on c-φ Soils Using 2nd Order Response Surface Methods. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 67(2), 485–494. DOI: 10.3311/PPci.17917
6. Phoon, K.-K., & Ching, J. (2018). Risk and reliability in geotechnical engineering. *CRC Press*. DOI: 10.1201/b17970.
7. Pereira, C., & Caldeira, L. (2011). Shallow Foundation Design through Probabilistic and Deterministic Methods. *Proceedings of the 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk,* 199-207.
8. Vynnykov, Y.L., & Kharchenko M.O. (2015). Imovirnisni metody v heotekhnitsi. [Probabilistic methods in geotechnics]. *Haluzeve*

mashynobuduvannya, budivnytstvo: zbirnyk naukovykh prats', 1(43), 93–111. (in Ukrainian).
9. Zahal′ni pryntsypy zabezpechennya nadiynosti ta konstruktyvnoyi bezpeky budivel′ i sporud [General principles for ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures]: DBN V.1.2-14:2018. (2018) [Chynnyy vid 2019.01.01]. K. Minrehion Ukrayiny. (in Ukrainian).
10. Osnovy ta pidvalyny budynkiv i sporud. Grunty. Metody statystychnoyi obrobky rezul′tativ vyprobuvan′ [Foundations and foundations of buildings and structures. Soils. Methods of statistical processing of test results]: DSTU B V.2.1-5-96 (HOST 20522-96) (1996) [Chynnyy vid 1997.04.01]. NDIOSP. (in Ukrainian).
11. Klepikov, S.N. (1996). Raschet sooruzheniy na deformiruyemom osnovanii [Calculation of structures on a deformable foundation]. NIISK. Kiev. (in Russian).

Probabilistic Analysis of the Stress-Strain State of Shallow Foundation Considering Non-linear Soil Properties

Oleksandr TREGUB,
Yuriy KIRICHEK

Summary. The evaluation of the stress-strain state of shallow foundations, taking into account the heterogeneity and non-linearity of soil deformation and the requirements for ensuring the reliability and safety of the foundations using a probabilistic approach, allows the full use of the bearing capacity. The objective of this study is to improve the methodology for probabilistic analysis of the stress-strain state of foundations with a computational technique using random sampling, a validated nonlinear method and computer programming. It is proposed to use probabilistic analysis to determine the allowable pressure in terms of both ultimate and serviceability limit states, namely ultimate bearing capacity, settlement exceedance and deformation.

Calculations of square spread footings to support column loads on sandy and clay soils were carried out using both probabilistic and deterministic approaches.

Probabilistic calculations yielded the following values of variation coefficients: $\nu(S)=0.06–0.17$, $\nu(\Delta S/L)=0.74–0.79$, $\nu(R)=0.08–0.14$, $\nu(P_u)=0.10–0.18$.

In the case of heterogeneous soil mechanical properties with variation coefficients $v \geq 0.15 – 0.2$, and with these variations taken into account in the probabilistic calculations, the allowable pressures on the footings did not exceed the calculated resistance as the limit of linearity. At higher pressures, the probability of soil failure also increases, and from the point at which 40-60 % of the bearing capacity is reached, it rises rapidly to values exceeding the allowable limits.

According to the results of probabilistic analysis, the values of allowable pressures are 5-50 % lower than those obtained from deterministic calculations, which confirms the need to take into account the heterogeneity of soil characteristics, especially when assessing the possibility of the foundation's operation in the nonlinear stage of deformation due to their bearing capacity reserves.

Keywords. Safety, serviceability, shallow foundations, soil heterogeneity, coefficients of variation, nonlinear deformations.

Порівняння конструктивних особливостей заглиблених та незаглиблених споруд подвійного призначення на основі досвіду проектування

Ігор ФЕСУН [1], Антон КОВАЛЬЧУК [2], Євгеній ЛІТНАРОВИЧ [3]

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
[1]fesuni99@gmail.com, orcid.org/0000-0002-6678-9900
[2] anton.v.kovalchuk@gmail.com, orcid.org/0009-0003-9112-0365
[3] litnarovych@ukr.net, orcid.org/0000-0002-5541-7888

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.308-315

Анотація. У дослідженні представлено порівняння конструктивних особливостей заглиблених та незаглиблених споруд подвійного призначення на основі досвіду проектування. Метою роботи є комплексний аналіз об‘ємно-планувальних та конструктивних рішень споруд подвійного призначення, розгляд особливостей розрахунків та конструювання, визначення висновків та рекомендацій при подальшому проектуванні.

Відзначено оновлення нормативно-правових документів та активізацію наукових досліджень в сфері проектування та будівництва захисних споруд в цілому. Переважна частина досліджень стосуються захисту об‘єктів критичної інфраструктури, фортифікаційних споруд та укриттів спеціального призначення. Моделювання таких споруд відбувається на основі чітко визначеного завдання – ударного навантаження прямого влучання, що залежить від типу загрози. Кількість досліджень щодо укриттів цивільного населення, що мають бути запроектовані відповідно до діючих нормативних вимог, де не передбачено розрахункових випадків на пряме влучання, на сьогодні обмежена.

З нормативних положень та досвіду проектування встановлено, що об‘ємно-планувальне рішення споруди подвійного призначення визначається, перш за все, з умови основного функціонального призначення. В житлових та громадських будівлях, найоптимальнішим варіантом влаштування споруд подвійного призначення є підземні приміщення, які в першу чергу відведено для зберігання автотранспорту (паркінги).

Для аналізу винесено три споруди подвійного призначення, що відрізняються між собою особливостями конструктивних схем, умовами заглиблення, величиною навантаження від дії ударної вибухової хвилі. Моделювання кожної споруди подвійного призначення виконане в просторовій постановці в ПК «SCAD» із урахуванням фізичної та геометричної нелінійностей. Врахування навантаження від дії ударної вибухової хвилі реалізоване квазістатичним методом.

Встановлено, що відповідно до нормативних положень, характер заглиблення споруди подвійного призначення визначає розрахункову величину навантаження від дії ударної вибухової хвилі , що у свою чергу впливає на напружено-деформований стан конструкцій. Зміна величини навантаження кількісно відрізняється при схемі з повним заглибленням, неповним

Ігор ФЕСУН
молодший науковий співробітник
НДЛ ОіФ СІГУ

Антон КОВАЛЬЧУК
науковий співробітник НДЛ ОіФ
СІГУ

Євгеній ЛІТНАРОВИЧ
молодший науковий співробітник
НДЛ ОіФ СІГУ

заглибленням та повним незаглибленням.

Отримані результати демонструють, що з точки зору ефективного проектування заглиблені споруди подвійного призначення є більш доцільними на відміну від частково заглиблених та повністю незаглиблених.

Ключові слова. захисні споруди, споруди подвійного призначення, квазістатичний метод, навантаження від дії ударної вибухової хвилі.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Повномасштабне вторгнення рф в Україну зумовило початок активного використання захисних споруд цивільного захисту. В таких спорудах передбачено перебування населення в належних умовах від небезпечних явищ надзвичайних ситуацій, воєнних дій та терористичних загроз.

Існуюча проблематика місць, де може укритися населення характеризується декількома чинниками (Веселов та ін., 2023):

- невідповідність належним умовам перебування населення в укриттях;
- віддалений доступ до укриттів з належними умовами перебування;
- невідповідність сучасним вимогам щодо захисту споруд цивільного захисту від зовнішніх небезпечних впливів.

Нові сьогоденні виклики спричинили оновлення нормативно-правових документів щодо проектування об‘єктів будівництва. По-перше, це вимога частини 10 статті 31 Закону України «Про регулювання містобудівної діяльності» щодо обов‘язкової наявності в проектній документації на будівництво розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту, у складі якого може передбачатися будівництво захисних споруд цивільного захисту або споруд подвійного призначення для об‘єктів класом наслідків СС2 та СС3. По-друге, випуск нової редакції ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту», де встановлюються актуальні вимоги щодо проектування захисних споруд. Згідно п.5.3. (ДБН В.2.2-5:2023, 2023) раціональніше проектувати саме споруди подвійного призначення (надалі по тексту – СПП), що передбачає використання об’єкта за основним функціональним призначенням, із захисними властивостями, щоб забезпечити умови для тимчасового перебування людей, що підлягають укриттю. Це насамперед пояснюється постійною експлуатацією об’єкта, на відміну від окремих захисних споруд, які можуть використовуватись лише в особливий період. Основним функціональним призначенням об‘єкта може бути паркування автомобілів, підсобні приміщення тощо.

Паралельно до оновлення нормативно-правових документів відзначено значну активізацію наукових досліджень в сфері проектування та будівництва захисних споруд. Однак, переважна частина досліджень стосуються якраз захисту об’єктів критичної інфраструктури, фортифікаційних споруд та укриттів спеціального призначення. Моделювання таких споруд відбувається на основі чітко визначеного завдання – ударного навантаження прямого влучання, що залежить від типу загрози. Приклади такого моделювання приведено у роботах (Коцюруба та ін., 2022; Сахаров та ін., 2023; Носенко та ін., 2024). Кількість досліджень щодо укриттів цивільного населення (наприклад, захисні споруди або СПП), що мають бути запроектовані відповідно до (ДБН В.2.2-5:2023, 2023), де не передбачено розрахункових випадків на пряме влучання, на сьогодні обмежена.

МЕТА РОБОТИ

У цій роботі, на основі реального досвіду проектування СПП, до аналізу винесено наступне:

- різні варіанти об‘ємно-планувальних та конструктивних рішень СПП;
- особливості розрахунків конструкцій СПП;
- особливості конструювання СПП;
- визначення висновків та рекомендацій при подальшому проектуванні СПП.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'ємно-планувальне рішення СПП визначається, перш за все, з умови основного функціонального призначення. Враховуючи архітектурно-естетичні чинники, вимоги ДБН В.2.2-5:2023, одним із найоптимальніших місць розміщення СПП є підвальні (заглиблені) приміщення.

В житлових та громадських будівлях, як правило, підземні приміщення відведено для зберігання автотранспорту (паркінги). В такому випадку, виходячи з умови проїзду та паркування автомобілів, внутрішні вертикальні несучі конструкції – колони або пілони розміщуються із нерегулярними сітками в плані, наприклад, 7×5×6 м в одному напрямку та по 6 м в іншому напрямку. Як виняток, інколи використовується регулярна сітка по 6 м в кожному з напрямків.

В іншому випадку, підземні приміщення можуть використовуватись як підсобні приміщення, тоді внутрішніми несучими конструкціями можуть бути не лише колони та пілони, а і стіни з меншими прольотами перекриття.

Відповідно до положень
ДБН В.2.2-5:2023 конструкції СПП повинні бути запроектовані на вплив комбінацій навантажень при усталеній і аварійній розрахункових ситуаціях. При розрахунку аварійної розрахункової ситуації необхідно врахувати навантаження від дії ударної вибухової хвилі, що може бути реалізоване різними шляхами. Зокрема це квазістатичний метод та прямий динамічний аналіз на динамічні дії, що викликають значне прискорення конструкцій (Азізов та ін., 2024). Однак, саме детальна методологія першого приведена у положеннях ДБН В.2.2-5:2023 при розрахунку огороджуючих конструкцій СПП. Методологія використання прямого динамічного аналізу на динамічні дії, що викликають значне прискорення конструкції, не приводиться в нормативному документі. Квазістатичний метод передбачає розрахунок огороджуючих конструкцій на умовно статичне навантаження від 100 кПа до 500 кПа із врахуванням коефіцієнтів динамічності.

Для порівняння винесено для аналізу три СПП, що відрізняються між собою особливостями конструктивних схем, умовами заглиблення, величиною навантаження від дії ударної вибухової хвилі за квазістатичним методом.

СПП №1 приведено на Рис. 1 має наступні вихідні конструктивні умови і параметри:

- основне функціональне призначення – паркінг;
- конструктивна схема – неповний каркас;
- внутрішні вертикальні конструкції – колони, зовнішні – стіни з пілястрами;
- перекриття – плита з капітелями на колонах;
- сітка вертикальних конструкцій – 6х6 м;
- висота приміщення – 3.3 м;
- відкрита ділянка зовнішньої заглибленої стіни – відсутня (повне заглиблення);
- фундамент – пальово-плитний із перехресними стрічками;
- ґрунт зворотної засипки – пісок з коефіцієнтом водонасичення $0.5<Sr<0.8$.

СПП №2 приведено на Рис. 2 має вихідні конструктивні умови і параметри:

- основне функціональне призначення – паркінг;
- конструктивна схема – неповний каркас;
- внутрішні вертикальні конструкції – колони, зовнішні – стіни з пілястрами;
- перекриття – плита з капітелями на колонах;
- сітка вертикальних конструкцій – 6×7×5 м;
- висота приміщення – 3.3 м;
- відкрита ділянка зовнішньої заглибленої стіни – присутня (неповне заглиблення, $h<1.5$ м);
- фундамент – пальовий окремостоячий та пальовий на перехресних стрічках;
- ґрунт зворотної засипки – суглинки з показниками текучості $I_L<0.75$.

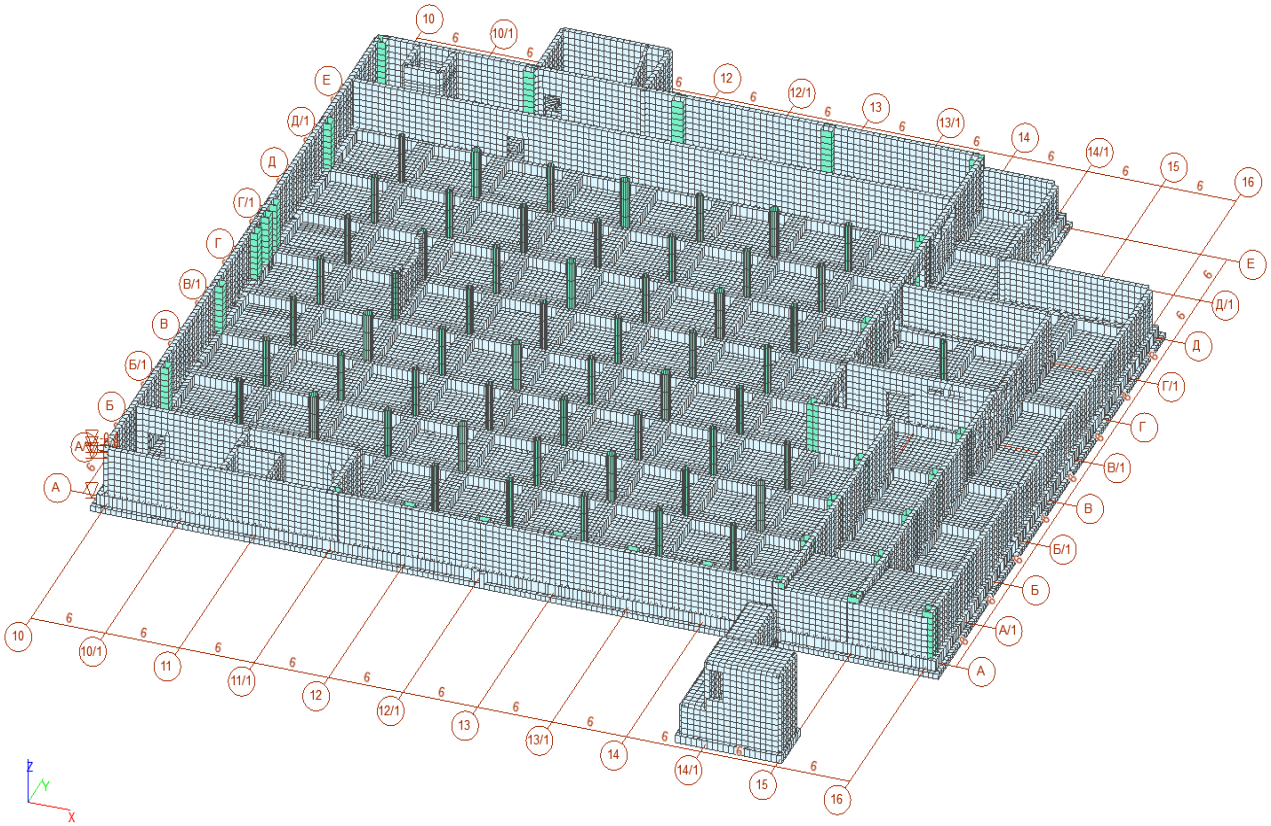


Рис.1. Загальний вигляд споруди подвійного призначення №1.
Fig.1 General view of the dual-purpose building No. 1.

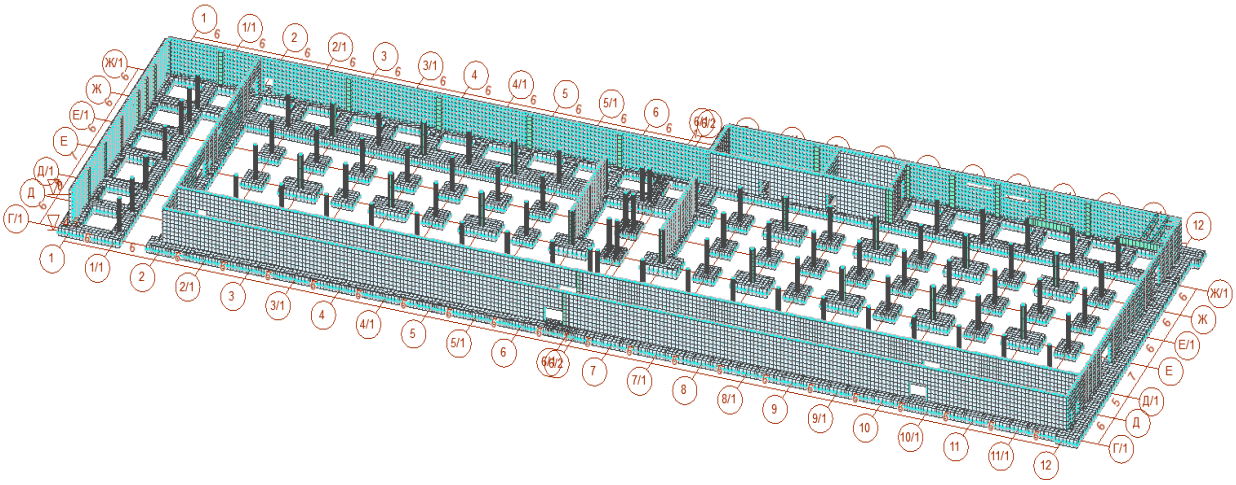


Рис.2. Загальний вигляд споруди подвійного призначення №2.
Fig.2. General view of the dual-purpose building No. 2.

СПП №3 приведено на Рис. 3 має вихідні конструктивні умови і параметри:

- основне функціональне призначення – підсобні приміщення;
- конструктивна схема – стінова;
- внутрішні та зовнішні вертикальні конструкції – стіни з пілястрами;
- перекриття – плита;
- сітка вертикальних конструкцій – 4×4 м;
- висота приміщення – 2.8 м;
- відкрита ділянка зовнішньої заглибленої стіни – присутня (неповне заглиблення, h>1.5 м);
- фундамент – плитний на природній основі, підсиленій ґрунтоцементними елементами;
- ґрунт зворотної засипки – суглинки з показниками текучості IL<0.75.

Наведені у ДБН В.2.2-5:2023 схеми прикладання приведених навантажень за квазістатичним методом на конструкції СПП показують варіативність величин навантаження, залежно від розміщення СПП.

Моделювання кожної СПП виконане в просторовій постановці в ПК «SCAD» із урахуванням фізичної та геометричної нелінійностей. Врахування навантаження від дії ударної вибухової хвилі реалізоване квазістатичним методом.

До табл. 1 зведено порівняльну характеристику конструктивних особливостей кожного СПП, а саме: розрахункові умови за квазістатичним методом (схеми для визначення навантажень, величини навантаження від дії ударної вибухової хвилі), результати прийнятих конструктивних рішень.

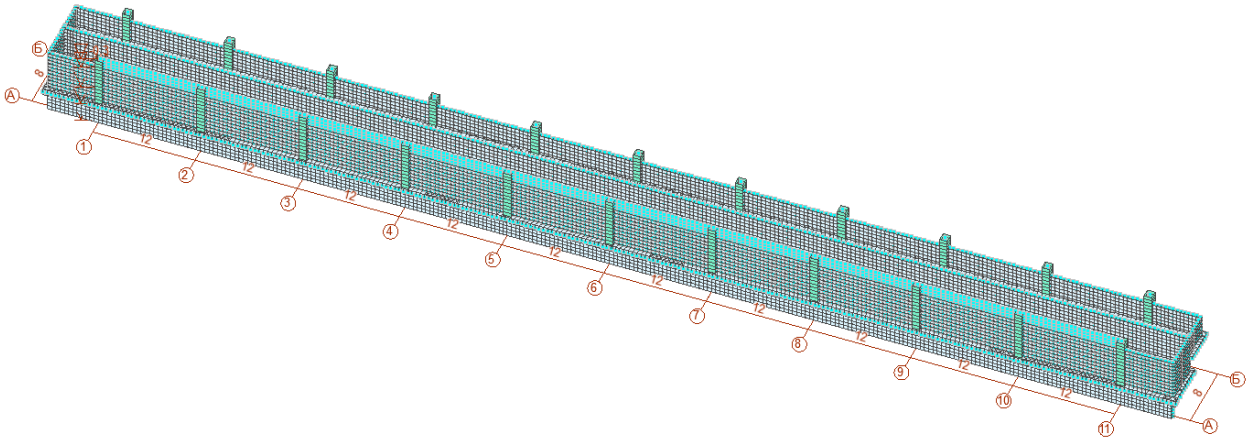
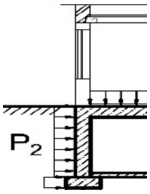
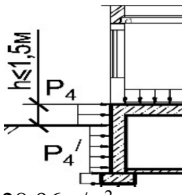
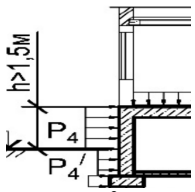


Рис.3. Загальний вигляд споруди подвійного призначення №3.
Fig.3. General view of the dual-purpose building No. 3.

Табл. 1. Порівняння конструктивних особливостей споруд подвійного призначення
Table 1. Comparison of design features of dual-purpose structures

№	Параметр	СПП №1	СПП №2	СПП №3
1	відкрита ділянка зовнішньої заглибленої стіни	відсутня	присутня (h<1.5 м)	присутня (h>1.5 м)
2	схеми для визначення навантажень за квазістатичним методом згідно ДБН В.2.2-5:2023	«а» – для перекриття та стан при повному заглибленні; «б» – стін, що примикають до суміжних приміщень	«б» –для стін, що примикають до суміжних приміщень; «д» – для перекриття та стін при неповному заглибленні (h<1.5 м)	«а» – для перекриття та стін при повному заглибленні; «ж» –для стін при неповному заглибленні (h>1.5 м)

Табл. 1. (продовження) Порівняння конструктивних особливостей споруд подвійного призначення
Table 1. (continuation) Comparison of design features of dual-purpose structures

№	Параметр	СПП №1	СПП №2	СПП №3
3	величина навантаження від дії ударної вибухової хвилі за квазістатичним методом на зовнішню стіну, що контактує з ґрунтом згідно ДБН В.2.2-5:2023	 P_2= 5,10 т/м^2	 P_4= 28,96 т/м^2 $P_{4'}$= 11,58 т/м^2	 P_4= 35,49 т/м^2 $P_{4'}$= 17,75 т/м^2
4	товщина зовнішньої стіни, що контактує з ґрунтом	400 мм	600 мм	600 мм
5	прийняте армування стіни (бетон С25/30, арматура А500С):			
5.1	- вертикальне	Ø14 крок 150 мм з додатковим встановленням: - в нижній зовнішній зоні Ø14 крок 150 мм; - у верхній зовнішній зоні Ø18 крок 150 мм	Ø12 крок 150 мм із внутрішньої сторони* та Ø16 крок 150 мм із зовнішньої сторони з додатковим встановленням: - у верхній зовнішній зоні Ø16 крок 150 мм	Ø16 крок 150 мм з додатковим встановленням: - в нижній зовнішній та внутрішніх зонах Ø25 крок 150 мм; - у верхній зовнішній зоні Ø16 крок 150 мм
5.2	- горизонтальне	Ø12 А500С з кроком 150 мм*	Ø12 А500С з кроком 150 мм*	Ø12 А500С з кроком 150 мм* з додатковим встановленням: - в середній внутрішній зоні Ø12 крок 150 мм;
5.3	- поперечне	Ø12 крок 300х300 мм - в нижній зоні Ø12 крок 150х300 мм; - у верхній зоні Ø12 крок 150х300 мм	Ø12 крок 300х300 мм - в нижній зоні Ø12 крок 150х150 мм; - у верхній зоні Ø12 крок 150х150 мм	Ø14 крок 300х300 мм - в нижній зоні Ø14 крок 75х150 мм; - у верхній зоні Ø14 крок 150х300 мм

Примітка: * – мінімальне конструктивне армування згідно вимог ДБН В.2.2-5:2023.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. На сьогоднішній день проектування житлових багатоквартирних та громадських будівель класів наслідків СС2 та СС3 переважно неможливо без наявності СПП в складі об‘єкта будівництва.
2. Об‘ємно-планувальне рішення СПП визначається, перш за все, з умови основного функціонального призначення. В житлових та громадських будівлях, найоптимальнішим варіантом влаштуваннння СПП є підземні приміщення, які, як правило, відведено для зберігання автотранспорту (паркінги).
3. Переважна частина сучасних досліджень щодо захисних споруд стосуються захисту об‘єктів критичної інфраструктури, фортифікаційних споруд та укриттів спеціального призначення. Моделювання таких споруд відбувається на основі чітко визначеного завдання – ударного навантаження прямого влучання, що залежить від типу загрози. Водночас укриття цивільного

населення можуть бути запроектовані без розрахункових випадків прямого влучання.

4. Відповідно до ДБН В.2.2-5:2023 врахування навантаження на огороджувальні конструкції СПП від дії ударної вибухової хвилі може бути реалізоване квазістатичним методом та прямим динамічним аналізом. Однак, серед цих підходів лише детальна методологія першого приведена у положеннях цих норм.
   Використання прямого динамічного аналізу на динамічні дії, що викликають значне прискорення конструкції порівняно до квазістатичного методу може впровадити більш ефективні проектні рішення.
5. Відповідно до нормативних положень, характер заглиблення СПП визначає розрахункову величину навантаження від дії ударної вибухової хвилі , що у свою чергу впливає на напружено-деформований стан конструкцій. При моделюванні за квазістатичним методом зміна величини навантаження при схемі з частково відкритою ділянкою зовнішньої заглибленої стіни (h<1.5 м) порівняно до схеми із повністю заглибленою стіною складає від 2,3 до 5,7 разів. Відповідно зміна величини навантаження при схемі з майже повністю відкритою ділянкою зовнішньої заглибленої стіни (h>1.5 м) порівняно до схеми із повністю заглибленою стіною складає 7 разів.
6. Таке багатократне збільшення навантаження від дії ударної вибухової хвилі, безумовно, встановлює необхідність відповідного підвищення міцності та жорсткості огороджувальних конструкцій, зокрема збільшення товщини конструкції та збільшення армування, що призводить до додаткових інвестицій при будівництві СПП. Це свідчить про те, що з точки зору ефективного проектування заглиблені споруди подвійного призначення є більш доцільними на відміну від частково заглиблених та повністю незаглиблених.

ЛІТЕРАТУРА

1. Про регулювання містобудівної діяльності. Закон України №3038-VI (2025) (Україна) https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17
2. Захисні споруди цивільного захисту із Змінами № 1 та №2: ДБН В.2.2-5:2023 (2023) [Чинний від 2023.11.01]. К.: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України.
3. Азізов, Т., Люльченко, В. & Орлова, О. (2024) Швидкоспоруджувана захисна споруда цивільного захисту. *Екологічна безпека та природокористування, 50*, 78–87.
4. Веселов, М., Забєділіна, А. (2023) Цивільний захист населення в умовах воєнного стану. *Зовнішня торгівля: економіка, фінанси, право, 4*, 98-114. https://doi.org/10.31617/3.2023(129)09
5. Коцюруба, В.І., Білик, А.С., Веретнов, А.О., Гайдарли, Г.С., Борта, Р.М. & Тертишний, Б.І. (2022) Методика розрахунків та обґрунтування вимог до інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури від БпЛА типу баражуючий боєприпас. *Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник*, *109*. 164-183.
6. Сахаров, В., & Литвин, О. . (2023). Вплив вибухової ударної хвилі на покриття захисної споруди критичної інфраструктури. *Основи та Фундаменти, 47,* 107–114. https://doi.org/10.32347/0475-1132.47.2023.107-114
7. Носенко, В., & Нечипоренко, Д. (2024). Принципи побудови числових моделей для дослідження впливу імпульсних навантажень на заглиблені споруди. *Основи та Фундаменти, 49,* 55–61. https://doi.org/10.32347/0475-1132.49.2024.55-61

REFERENCES

1. Pro rehuliuvannia mistobudivnoi diialnos-ti. Zakon Ukrainy №3038-VI (2025) (in Ukrainian) https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17#Text
2. Zakhysni sporudy tsyvilnoho zakhystu iz Zminamy № 1 ta №2: DBN V.2.2-5:2023 (2023) [Chynnyi vid 2023.11.01]. K.: Ministerstvo rozvytku hromad, terytorii ta infrastruktury Ukrainy. (in Ukrainian).
3. Azizov, T., Liulchenko, V. & Orlova, O. (2024) Shvydkosporudzhuvana zakhysna sporuda

tsyvilnoho zakhystu [The prefabricated civil defense structure]. Ekolohichna bezpeka ta pryrodokorystuvannia, 50, 78–87. (in Ukrainian).
4. Veselov, M., Zabiedilina, A. (2023) Tsyvilnyi zakhyst naselennia v umovakh voiennoho stanu [Civilian protection of the population under martial law]. *Zovnishnia torhivlia: ekonomika, finansy, pravo, 4*, 98-114. (in Ukrainian). https://doi.org/10.31617/3.2023(129)09
5. Kotsiuruba, V.I., Bilyk, A.S., Veretnov, A.O., Haidarly, H.S., Borta, R.M. & Tertyshnyi, B.I. (2022) Metodyka rozrakhunkiv ta obgruntuvannia vymoh do inzhenernoho zakhystu obiektiv krytychnoi infrastruktu-ry vid BpLA typu barazhuiuchyi boieprypas [Methodology for calculating and justifying requirements for engineering protection of critical infrastructure objects from UAVs of the barrage munition type]. *Opir materialiv i teoriia sporud: nauk.-tekh. zbirnyk, 109*. 164-183. (in Ukrainian).
6. Sakharov, V., & Lytvyn, O. (2023). Vplyv vybukhovoi udarnoi khvyli na pokryttia zakhysnoi sporudy krytychnoi infrastruktury [Impact of an explosive shock wave on the covering of a critical infrastructure protection structure]. *Bases and Foundations, 47*, 107–114. (in Ukrainian). https://doi.org/10.32347/0475-1132.47.2023.107-114
7. Nosenko, V., & Nechyporenko, D. (2024). Pryntsypy pobudovy chyslovykh modelei dlia doslidzhennia vplyvu impulsnykh navantazhen na zahlybleni sporudy [Principles of constructing numerical models for studying the impact of impulse loads on recessed structures]. *Bases and Foundations, 49,* 55–61. (in Ukrainian). https://doi.org/10.32347/0475-1132.49.2024.55-61

Comparison of design features of recessed and unrecessed dual-purpose structures based on design experience

Ihor FESUN
Anton KOVALCHUK
Yevhenii LITNAROVYCH

Summary. The study presents a comparison of the design features of recessed and unrecessed dual-purpose structures based on design experience. The purpose of the work is a comprehensive analysis of space-planning and structural solutions for dual-purpose structures, determination of the features of calculations and design, determination of conclusions and recommendations for further design.

The update of regulatory documents and the intensification of scientific research in the field of design and construction of protective structures in general were noted. Most of the research concerns the protection of critical infrastructure facilities, fortifications and special-purpose shelters. The modeling of such structures is based on a clearly defined task - the direct hit impact load, which depends on the type of threat. The number of studies on civilian shelters that must be designed in accordance with current regulatory requirements, where no direct hit design cases are provided, is currently limited.

Regulatory provisions and design experience have established that the space-planning solution of a dual-purpose building is determined, first of all, by the main functional purpose. In residential and public buildings, the most optimal option for the arrangement of dual-purpose structures is underground premises, which are primarily reserved for the storage of vehicles (parking lots).

Three dual-purpose structures were selected for analysis, differing in the features of their structural schemes, burial conditions, and the magnitude of the load from the blast wave. The modeling of each dual-purpose structure was performed in a spatial formulation in SCAD software, taking into account physical and geometric nonlinearities. The consideration of the loading from the blast wave action was realized by the quasi-static method.

It has been established that, in accordance with the regulatory provisions, the nature of the recess of a dual-purpose structure determines the calculated value of the load from the action of a shock blast wave, which in turn affects the stress-strain state of the structures. The change in the load magnitude is quantitatively different for the scheme with full recess, incomplete recess, and complete non-recess.

The obtained results demonstrate that from the point of view of effective design, recessed dual-purpose structures are more appropriate in contrast to partially recessed and completely unrecessed ones.

Keywords. protective structures, dual-purpose structures, quasi-static method, loading from the blast wave action.

Дослідження процесів, що протікають у набухаючих ґрунтах, залежно від природної вологості

Ірина ХРАПАТОВА [1], Олександр ЛЯПІН [2]

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, Україна
17, вул. Маршала Бажанова, м. Харків, Україна, 61002,
[1]iryna.khrapatova@kname.edu.ua , orcid.org/0000-0003-3404-5349
[2] oleksandr.liapin@kname.edu.ua, orcid.org/0009-0007-4488-4599

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.316-322

Анотація. Проблема набухання ґрунтів внаслідок їх замочування є важливим аспектом геотехнічного аналізу, особливо при проектуванні та будівництві заглиблених споруд і фундаментів. В умовах України, де актуальним є створення підземних укриттів, набухаючі ґрунти створюють додаткові ризики для стабільності конструкцій. Окрему загрозу становить замочування ґрунтів, що може бути спричинене гасінням пожеж під час воєнних дій.

Дослідження набухаючих глинистих ґрунтів засвідчили їхню ортотропність, що проявляється в значному переважанні горизонтального набухання над вертикальним—різниця може досягати 60 %. Це спричиняє не лише збільшення навантаження на фундаментні плити, але й значний боковий тиск на заглиблені конструкції. Така особливість ґрунтів впливає на їхню деформаційну поведінку, що має бути враховано при розрахунках стійкості будівельних споруд.

Лабораторний аналіз набухання підтвердив залежність ступеня деформації ґрунту від його початкової вологості. Спостереженнями виявлено закономірність, згідно з якою ґрунти з меншою природною вологістю демонструють значно більший потенціал набухання після замочування. Це означає, що прогнозування вологісного режиму та попередній аналіз гідрогеологічних умов на ділянці будівництва є ключовими факторами для мінімізації ризику деформацій та пошкоджень конструкцій.

У контексті заглиблених споруд необхідно розглядати не лише вертикальні навантаження, але й можливий боковий тиск на підземні конструкції. Це потребує впровадження додаткових конструктивних заходів, спрямованих на зміцнення ґрунтів та підвищення їхньої стабільності.

Проведення ретельного аналізу ґрунтових умов, врахування факторів набухання та застосування ефективних методів протидії набуханню дозволить значно зменшити ризики, забезпечити довговічність споруд та надійність їх експлуатації.

Ключові слова. Набухаючі ґрунти, набухання, системи «основа – фундамент – споруда», зволоження, деформації.

Ірина ХРАПАТОВА
доцент кафедри
геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва
к.т.н., доц.

Олександр ЛЯПІН
аспірант кафедри
геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На значній частини території України інженери-будівельники мають справу зі складним інженерно-геологічними умовами, до таких можемо віднести набухаючі ґрунти. Набухання ґрунтів виступає додатковим фактором навантаження на підземні елементи будівель та фундаментів, особливо в умовах їх зволоження та тимчасової зміни фізико-механічних властивостей.

Характерним і наглядним проявом впливу набухаючих ґрунтів на споруду є виникнення додаткового тиску по підошві фундаментів, що призводить до нерівномірних підйомів/осідань конструкцій.

При зволоженні набухаючого ґрунту відбуваються як вертикальні, так і горизонтальні деформації. В умовах компресійного випробування ґрунту, де горизонтальні деформації обмежені, виникає горизонтальний тиск, що діє на стінки кільця. Це свідчить про те, що на захисні конструкції (фундаменти, підпірні стіни, тунелі тощо), розташовані в набухаючих ґрунтах, при їх зволоженні виникатимуть додаткові навантаження, обумовлені набуханням ґрунту. Адже ґрунти змінюють свої властивості не тільки вертикально, а й в горизонтальній площині.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є дослідження зміни властивостей набухаючих ґрунтів в залежності від величини замочування та різниці тиску набухання ґрунтів в горизонтальному і вертикальному напрямку для подальшого врахування впливу набухання на роботу будівельних споруд.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Відомо, що набухаючі ґрунти проявляють ортотропні властивості (Храпатова І.В., 2007). При зволоженні вони збільшуються в обсязі, при цьому величина набухання в горизонтальному та вертикальному напрямку може суттєво відрізнятися (Elif Avsar et al., 2009, Jan Pruska et al., 2024). В основному набухання переважає в вертикальному напрямку. Але це залежить від регіонально-генетичних особливостей.

В результаті бойових дій в Україні виникла необхідність будівництва підземних захисних споруд. Крім того, додатковим фактором виникнення набухання є замочування ґрунтів в результаті гасіння пожеж від воєнних дій. При цьому конструкції, заглиблені в набухаючі ґрунти, будуть відчувати не тільки додатковий тиск по підошві, але й по боковій поверхні стін заглибленої споруди.

Зазвичай в розрахунках деформацій системи «основа-фундамент» враховується вертикальний підйом фундаментів з використанням модуля деформації визначеному в компресійних приладах, що виключають бокове розширення. В ортотропних ґрунтах деформаційні характеристики відрізняються у перпендикулярних напрямках, що приводить до необхідності визначення деформаційних характеристик в горизонтальному напрямку (Masood Abdollahi et al, 2021).

Влітку 2024 року в Печерському районі міста Київ, на будівельному майданчику були відібрані зразки ґрунтів з набухаючими властивостями для подальшого лабораторного аналізу. Завдяки чому було отримано данні по вертикальному і горизонтальному тиску набухання ґрунтів. Дослідження властивостей набухаючого ґрунту було проведено шляхом аналізу даних, отриманих під час випробувань у компресійних приладах. Визначено набухання без навантаження, та при тисках у діапазоні 0,0025; 0,025; 0,05; 0,1; 0,15; 0,20; 0,25; 0,30 МПа. Додатково для експерименту було виконане висушування зразків, з подальшим замочування та аналіз впливу початкової вологості на величину набухання.

За результатами роботи були отримані наступні дані:

- вільне набухання,
- відносну деформацію набухання під тисками,
- зміну вологості ґрунту для подальшого використання у моделюванні процесу набухання.

Загальний вигляд будівельного майданчика для відбору зразків ґрунтів з набухаючими властивостями для подальшого лабораторного аналізу наведено на Рис. 1.

1а

1б

Рис.1. Загальний вигляд будівельного майданчика відбору зразків ґрунтів з набухаючими властивостями (1а–1б).
Fig.1. General view of the construction site for sampling soils with swelling properties (1a–1b).

Це допомогло описати два типи набухаючих ґрунтів, а саме:

ІГЕ-3 Глина легка, сіра, жовто-сіра, напівтверда, місцями тверда, з карбонатами, слабонабухаюча. Товщина шару 5,1-6,0 м. Глибина залягання склала 4-5м від денної поверхні землі.

ІГЕ-4 Глина важка, строката, жовта, жовто-червона, тверда, з карбонатами, з лінзами піску, середньонабухаюча. Товщина шару 2,5-3,9 м. Глибина залягання склала 8,5-9 м від денної поверхні землі.

Зазначимо, на зразках непорушеної структури були вирізані кільця у двох перпендикулярних напрямках для подальшого аналізу впливу зміни вологості на відносне набухання та модуль деформації у двох перпендикулярних напрямках.

Лабораторний аналіз дослідження властивостей набухаючого ґрунту наведені на Рис. 2.

Рис.2. Лабораторний аналіз дослідження властивостей набухаючого ґрунту.
Fig.2. Laboratory analysis of the study of the properties of swelling soil.

За результатами лабораторного аналізу

отримано більш детальне розуміння властивостей набухаючих ґрунтів, наведених нижче.

1. Слабонабухаючі глини, з такими особливостями:

- різниця відносного набухання у вертикальному та горизонтальному напрямках досягає 60%.

- при збільшені різниці між природною та вологістю після замочування на 30% різниця в відносному набуханні складає 75% в обох напрямках.

- різниця в значеннях модулів деформації в вертикальному та горизонтальному напрямках складає 17%.

2. Середньонабухаючі глини, з такими особливостями:

- різниця відносного набухання у вертикальному та горизонтальному напрямках досягає 27 %. При чому відносне набухання більше в горизонтальному напрямку.

- при збільшені різниці між природною та вологістю після замочування на 30% різниця в відносному набуханні складає 75% в обох напрямках.

- різниця в значеннях модулів деформації в вертикальному та горизонтальному напрямках складає 30%.

Результати дослідження підтверджують ортотропні властивості набухаючих ґрунтів. Це свідчить про те, що не можна нехтувати горизонтальним впливом від набухання на огороджуючі конструкції заглиблених споруд (протирадіаційних укриттів, підземних заводів, підземних шкіл та ін.).

У контексті проектування та будівництва виникає необхідність у деталізованому моделюванні процесу набухання ґрунтів з метою забезпечення точності розрахунків взаємодії між основою, фундаментом та спорудою. Це питання є ключовим, оскільки поведінка всієї системи в умовах впливу набухаючих ґрунтів значною мірою визначає стійкість, довговічність та безпеку конструкцій. Правильний підхід до моделювання дозволяє врахувати складні механізми деформацій ґрунту, додаткові напруження, що виникають у фундаменті, а також їхній вплив на систему «основа-фундамент-споруда» в цілому.

Пропонується виконати цю задачу представивши масив набухаючого ґрунту, у вигляді лінійно-деформованої середовища, а набухання основи враховувати як додатковий вплив, близький по природі до температурного (Воблих В.А. та ін., 2008).

Основне співвідношення для величини деформації набухання ґрунту приймається за Сорочаном Е. А. (Сорочан Е. А., 1989):

$$\underset{i=1,2,3}{\varepsilon} = \varepsilon_i^y + \varepsilon_{i,sw}, \qquad (1)$$

де ε_i^y – головні деформації в основі від напружень у ґрунті;

$\varepsilon_{i,sw}$ – деформації набухання, пов'язані зі зміною вологості та головними напруженнями, співвідношенням:

$$\underset{i=1,2,3}{\varepsilon_{i,sw}} = m \cdot \Delta w \left(1 - \frac{P}{p_{sw}}\right), \qquad (2)$$

де m – коефіцієнт, що визначається дослідним шляхом;

Δw – зміна вологості ґрунту;

p_{sw} – тиск набухання;

P –тиск у напрямку набухання.

Передбачається, що залежність деформації набухання від тиску і вологості має лінійний характер. Коефіцієнт m подібний до коефіцієнта температурного розширення. Крім цього він враховує властивості ґрунту, що набухає.

Отримані розрахункові дані наведені в Табл.1, 2

Табл. 1. Коефіцієнти m для середньонабухаючих ґрунтів, ІГЕ-4
Table. 1. Coefficients m for medium-swelling soils, IGE-4

№	ρ_d, г/см^3	W_{sw}, д.ед.	$W_{ест}$, д.ед.	ΔW, д.ед.	ε_{sw}	P, МПа	P_{sw}, МПа	m
1	1,62	0,304	0,238	0,066	0,054	0,0025	0,115	0,836
2	1,62	0,304	0,238	0,066	0,027	0,025	0,115	0,523
3	1,62	0,304	0,238	0,066	0,016	0,05	0,115	0,429
4	1,62	0,304	0,238	0,066	0,003	0,1	0,115	0,348
5	1,63	0,301	0,235	0,066	0,060	0,0025	0,123	0,928
6	1,63	0,301	0,235	0,066	0,032	0,025	0,123	0,609
7	1,63	0,301	0,235	0,066	0,021	0,05	0,123	0,536
8	1,63	0,301	0,235	0,066	0,005	0,1	0,123	0,405
9	1,63	0,304	0,236	0,066	0,058	0,0025	0,127	0,896
10	1,63	0,304	0,236	0,066	0,033	0,025	0,127	0,623
11	1,63	0,304	0,236	0,066	0,021	0,05	0,127	0,318
12	1,63	0,304	0,236	0,066	0,006	0,1	0,127	0,428

Табл. 2. Коефіцієнта m для слабонабухаючих ґрунтів, ІГЕ-3
Table. 2. Coefficient m for slightly swelling soils, IGE-3

№	ρ_d, г/см^3	W_{sw}, д.ед.	$W_{ест}$, д.ед.	ΔW, д.ед.	ε_{sw}	P, МПа	P_{sw}, МПа	m
1	1,67	0,263	0,219	0,044	0,024	0,0025	0,057	0,57
2	1,67	0,263	0,219	0,044	0,010	0,025	0,057	0,41
3	1,67	0,263	0,219	0,044	0,002	0,05	0,057	0,37
4	1,66	0,272	0,22	0,052	0,025	0,0025	0,063	0,50
5	1,66	0,272	0,22	0,052	0,012	0,025	0,063	0,38
6	1,66	0,272	0,22	0,052	0,004	0,05	0,063	0,373

Після цього було проведено статистичну обробку експериментальних даних.

Для середньонабухаючої глини було визначено нормативне значення коефіцієнта m як середнє арифметичне**:** $\overline{m}_n = 0.568$

Середнє квадратичне відхилення S становить **0,172**.

Розрахункове значення коефіцієнта m для довірчої ймовірності 0,85 і 0,95 склало:

$m_{0.85}$ **= 0,508**

$m_{0.95}$ **= 0,47**

Для слабонабухаючої глини було визначено нормативне значення коефіцієнта m як середнє арифметичне: $\overline{m}_n = 0.434$

Середнє квадратичне відхилення S становить **0,083**.

Розрахункове значення коефіцієнта m для довірчої ймовірності 0,85 і 0,95 склало:

$m_{0.85}$ **= 0,395**

$m_{0.95}$ **= 0,383**

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведене дослідження підтвердило значущість впливу набухаючих властивостей глинистих набухаючих ґрунтів, на стійкість підземних та фундаментних конструкцій. Виявлено, що горизонтальне набухання цих ґрунтів може перевищувати вертикальне до 60 %, створюючи суттєве навантаження як на основи фундаментів, так і на бокові поверхні заглиблених споруд. Лабораторні випробування показали, що ступінь набухання має пряму залежність від початкової вологості ґрунтів: чим нижча вологість, тим більший потенціал для деформацій після замочування. Це особливо важливо враховувати в умовах змінного вологісного режиму, який може бути зумовлений природними або техногенними факторами, включно з гасінням пожеж.

Отримані результати підкреслюють необхідність врахування явища набухання під час проектування системи «основа – фундамент – споруда». Це включає розробку ефективних методів протидії набуханню ґрунтів, які мінімізують ризики деформацій конструкцій. Аналіз геотехнічних умов має проводитися з особливою увагою до гідрогеологічних характеристик та прогнозування можливих змін вологості. На основі попередніх досліджень прийнято метод моделювання процесу набухання в вигляді температурної впливу, знайдено коефіцієнт *m* для дослідженого ґрунту, шо враховує його особливості, для подальшого вирішення цієї задачі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Храпатова І.В. (2007) Урахування набухання ґрунтової основи на НДС системі «основа – фундамент – споруда» в умовах плоскої деформації. *Науковий вісник будівництва*, *40*, 25–30.
2. Воблых В.А., Кичаева О.В., Храпатова И.В. (2008). Определение характеристик набухающих грунтов, необходимых для работы системы «основание – фундамент – сооружение». *Науковий вісник будівництва*, *46*, 57–60.
3. Сорочан Е. А. Строительство сооружений на набухающих грунтах. М.: Стройиздат, 1989. 312 с.
4. Elif Avsar, Resat Ulusay, Harun Sonmez (2009). Assessments of swelling anisotropy of Ankara clay. *Engineering Geology 105(1),* 24-31. *DOI:10.1016/j.enggeo.2008.12.012.*
5. Jan Pruska, Miroslav Šedivý (2024). Input data for indirect estimation of swelling pressure of expansive soils. *Stavební obzor - Civil Engineering Journal 33(4):*548-559. DOI:10.14311/CEJ.2024.04.0037.
6. Masood Abdollahi, Farshid Vahedifard (2021). Model for Lateral Swelling Pressure in Unsaturated Expansive Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 147(10):* 04021096. DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002605

REFERENCES

1. Hrapatova I.V. (2007) Urahuvannya nabuhannya gruntovoyi osnovi na NDS sistemi «osnova – fundament – sporuda» v umo-vah ploskoyi deformaciyi. *Naukovij visnik budivnictva*, *40*, 25–30 (in Ukrainian).
2. Voblyh V.A., Kichaeva O.V., Hrapatova I.V. (2008). Opredelenie harakteristik nabuhayushih gruntov, neobhodimyh dlya raboty sistemy «osnovanie – fundament – sooruzhenie». *Naukovij visnik budivni-ctva, 46*, 57–60 (in Ukrainian).

3. Sorochan E. A. Stroitelstvo sooruzhenij na nabuhayushih gruntah. M.: Strojizdat, 1989. 312 (in Russian).
4. Elif Avsar, Resat Ulusay, Harun Sonmez (2009). Assessments of swelling anisotropy of Ankara clay. *Engineering Geology 105(1),* 24-31. *DOI:10.1016/j.enggeo.2008.12.012.*
5. Jan Pruska, Miroslav Šedivý (2024). Input data for indirect estimation of swelling pressure of expansive soils. *Stavební obzor - Civil Engineering Journal 33(4):*548-559. DOI:10.14311/CEJ.2024.04.0037.
6. Masood Abdollahi, Farshid Vahedifard (2021). Model for Lateral Swelling Pressure in Unsaturated Expansive Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 147(10):* 04021096. DOI:10.1061/(ASCE)GT. 1943-5606.0002605

Investigation of processes in swelling soils depending on natural moisture content

Iryna KHRAPATOVA
Oleksandr LIAPIN

Summary The problem of soil swelling due to soaking is an important aspect of geotechnical analysis, especially in the design and construction of buried structures and foundations. In the conditions of Ukraine, where the creation of underground shelters is relevant, swelling soils create additional risks for the stability of structures. A separate threat is soil soaking, which can be caused by extinguishing fires during military operations.

Studies of swelling clay soils have shown their orthotropy, which is manifested in a significant predominance of horizontal swelling over vertical - the difference can reach 60%. This causes not only an increase in the load on the foundation slabs, but also significant lateral pressure on buried structures. This feature of soils affects their deformation behavior, which must be taken into account when calculating the stability of buildings.

Laboratory analysis of swelling confirmed the dependence of the degree of soil deformation on its initial humidity. A pattern has been observed, according to which soils with lower natural moisture content demonstrate a significantly higher swelling potential after soaking. This means that forecasting the moisture regime and preliminary analysis of hydrogeological conditions at the construction site are key factors in minimizing the risk of deformation and damage to structures. In the context of buried structures, it is necessary to consider not only vertical loads, but also possible lateral pressure on underground structures. This requires the implementation of additional structural measures aimed at strengthening the soils and increasing their stability. A thorough analysis of soil conditions, taking into account swelling factors and the use of effective methods of combating swelling will significantly reduce risks, ensure the durability of structures and their reliability of operation.

Keywords. Swelling soils, swelling, base-foundation-structure systems, hydration, deformation.

Діагностування поточного стану багатоповерхових будівель при усуненні їх наднормативних кренів: розробка та впровадження інформаційної технології

Віктор ШОКАРЕВ[1], Андрій ШОКАРЕВ[2], Юрій КАЛЮХ[3], Богдан ЧОРНИЙ[4]

[1,2]Запорізьке відділення Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»; 69076 м. Запоріжжя, вул. Новобудов, 4;

[3]Інститут телекомунікацій і глобального інформаційного простору; 03186, м. Київ, бул. Чоколівський, 13;
[4]Запорізький будівельний фаховий коледж; 69000, м. Запоріжжя, вул. Незалежної України, 43
[1]viktor.shokarev1956@gmail.com, ORCID 0000-0002-6851-4425
[2]unary.and@gmail.com, ORCID 0000-0003-1713-530X
[3]kalyukh2002@gmail.com, ORCID 0000-0001-7240-4934
[4]bodyacherniyy@gmail.com, ORCID 0009-0000-7452-3179

DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.323-335

Анотація. Уперше розроблено інформаційну технологію діагностування багатоповерхових будівель для ліквідації крену будівлі в умовах постійної зміни її вертикального положення, фізико – механічних властивостей ґрунтів основи та властивостей матеріалів окремих будівельних конструкцій (тріщиноутворення) протягом всього часу вирівнювання, а також деякого часу після його завершення без зупинки функціонування інженерних мереж багатоповерхової будівлі, технологічного обладнання (ліфти та ін.) та відселення мешканців; спеціалізовану програму «Pendulum» оперативної обробки в онлайн-режимі експериментальних даних з прецизійних інклінометричних датчиків, що розподілені по багатоповерховій будівлі (елементи Digital Twins), в процесі ліквідації її наднормативного крену та графічної інтерпретації результатів для кращого сприйняття інформації інформаційної технології діагностування багатоповерхових будівель, що є елементом зворотного зв'язку при підтримці оперативних управлінських рішень в процесі ліквідації наднормативного крену багатоповерхової будівлі. Удосконалено математично-алгоритмічний апарат інформаційної технології діагностування багатоповерхових будівель, що містить математичні моделі будівель та ґрунтів основи, що були використані в процесі вирівнювання багатоповерхової будівлі; прецизійні чутливі інклінометричні елементи, розроблено спеціальний стенд для їх тестування та проведення метрологічних досліджень; безперервний зв'язок між результатами вимірювань прецизійних чутливих інклінометричних елементів, що розподілені по багатоповерховій будівлі, та пакетом прикладних програм ЛІРА для оперативного врахування зміни початково-крайових умов при поточних розрахунках напружено-деформованого стану багатоповерхової будівлі

Віктор ШОКАРЕВ
вчений секретар –
керівник проектів
к.т.н., с.н.с.

Андрій ШОКАРЕВ
керівник групи
к.т.н.

Юрій КАЛЮХ
старший науковий співробітник
д.т.н., проф.

Богдан ЧОРНИЙ
студент

протягом всього процесу вирівнювання та деякого часу після його завершення. Отримала подальший розвиток система передачі цифрових експериментальних даних з прецизійних інклінометричних датчиків, що розподілені по багатоповерховій будівлі, за допомогою сучасних хмарних технологій (елементи Internet of Things).

Ключові слова. Інформаційні технології, технічний стан багатоповерхової будівлі, крен, інклінометричні датчики.

ВСТУП

Крен будівлі є одним із критеріїв, що визначає можливість її безпечної експлуатації. Однак у багатьох випадках крен фундаменту на різних етапах життєвого циклу будівельного об'єкта перевищує допустимі нормативні величини, а іноді – й граничні (Самченко, 2004).

Розвиток інформаційних технологій та експериментальних методів неруйнівного контролю сприяє вирішенню сучасних проблем будівельної галузі, в т. ч. що пов'язані з аналізом поточного технічного стану (ТС) багатоповерхових будівель (ББ) і прогнозуванням його змін в процесі усунення їх наднормативних кренів. Однак, це потребує системного аналізу багатьох факторів впливу, які раніше не бралися до уваги, нових методів, прецизійних чутливих елементів та нових інформаційних технологій, що дозволить зменшити вплив невизначеностей різної природи, пов'язаних зі зміною фізико-механічних властивостей (ФМВ) ґрунтів основи, зміною міцності будівельних матеріалів та конструкцій та підтримувати прийняття більш виважених та обґрунтованих управлінських рішень.

У той же час необхідно відзначити й те, що невизначеність у початково-крайових умовах, що необхідні для коректної оцінки поточного ТС ББ при їх вирівнюванні не лише зменшується, а і зростає. Інформація щодо ФМВ ґрунтів основи ББ та ТС її будівельних конструкцій може швидко змінюватися внаслідок осідання, в т. ч. нерівномірного, також вона отримується з різних джерел з різною точністю (похибкою) приладів, різною кваліфікацією експертів, часто є неповною, недостовірною або застарілою. Всі ці фактори значно ускладнюють прийняття коректних оперативних управлінських рішень при вирівнюванні будівель, оцінку відповідності ТС ББ діючим будівельним нормативам та прогнозування його зміни (Barbera, 2007; Garter, 2008).

При цьому надмірне бажання за допомогою сертифікованих в Україні в галузі будівництва програмних комплексів LIRA або SCAD деталізувати структуру напружено-деформованого стану (НДС) ББ при усуненні їх наднормативних кренів, як найточніше виявити закономірності зміни ТС ББ при відсутності повної інформації про початково-крайові умови розрахункової задачі, характер їх еволюційної динаміки і т.д. може в окремих випадках призвести до спотворення результатів. Це обумовлено обмеженістю математичних моделей ББ, що входять до складу цих програмних комплексів, у зв'язку неврахуванням в них реальної нелінійної поведінки ББ, обмеженістю обліку властивості ФМВ ґрунтів основи та будівельних матеріалів, закладених в їх теоретичну основу та швидкоплинністю процесів при вирівнюванні будинків.

Тому актуальною залишається проблема розробки інформаційної технології діагностування поточного стану багатоповерхової будівлі для ліквідації її крену, яка би враховувала фактичні зміни початково-крайових умов, зміни ФМВ ґрунтової основи та будівельних матеріалів, що складають ББ, їх еволюцію протягом всього процесу вирівнювання та фіксації ББ в новому горизонтальному положенні на основі експериментальної інформації з прецизійних інклінометричних датчиків, що розподілені по ББ (елементи Digital Twins (DT)). Все це відбувається в умовах невизначеності та ризику будівельних аварій, що можуть спричинити руйнування вирівнюваної ББ.

МЕТА ТА МЕТОДИ РОБОТИ

Мета роботи – розробка інформаційної технології діагностування поточного стану

ББ (ІТДББ) для ліквідації її наднормативного крену при одночасному забезпеченні надійного функціонування ББ протягом всього процесу вирівнювання без зупинки функціонування її інженерних мереж, технологічного обладнання (ліфти та ін.) та відселення мешканців, що дозволить підвищити якість прогнозу змін ТС ББ при керованому усуненні наднормативного крену та приймати відповідальні управлінські рішення в умовах невизначеності та ризику будівельних аварій.

При цьому вирішувались наступні завдання дослідження:

– розробити методичний, апаратний, математичний, алгоритмічний і програмний апарат ІТДББ;

– розробити прецизійні чутливі інклінометрічні елементи, провести їх тестування та відповідні метрологічні дослідження;

– розробити програму оперативної обробки в онлайн-режимі експериментальних даних з прецизійних інклінометричних датчиків, що будуть розподілені по ББ в процесі ліквідації її наднормативного крену та графічної інтерпретації результатів для кращого сприйняття інформації особою, що приймає рішення (ОПР);

– удосконалити систему передачі експериментальних даних з інклінометричних датчиків за допомогою хмарних технологій;

– синтезувати усе вищезгадане у вигляді нової ІТДББ;

– наукові, методичні та практичні результати розробки впровадити в будівельну практику при ліквідації наднормативних кренів багатоповерхових будівель.

Для аналізу і обробки інформації використовувались методи статистичного аналізу даних, експертного оцінювання, а для побудови, аналізу і оцінювання прогнозів використовувались методи прогнозування на основі теорії подібності процесів, регресійного аналізу з використанням результатів чисельного моделювання НДС ББ, її ґрунтових основ з залученням експериментальних даних технічної діагностики ББ. Для розроблення інформаційної технології використано методи системного аналізу, а для практичної реалізацій ІТДББ – прикладне програмування, методи реалізації систем підтримки прийняття рішень (СППР) при вирівнюванні ББ.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В Запорізькому відділенні ДП НДІБК розроблена технологія вирівнювання будівель та споруд (Степура та ін., 2009), яка полягає в послабленні перфорацією обмеженого по товщині шару основи під фундаментами горизонтальними свердловинами змінних параметрів, яка забезпечує ліквідацію кренів багатоповерхових будівель по лінійній епюрі: а) у поперечному напрямку; б) у поздовжньому напрямку; в) у складному напрямку (табл. 1).

Розроблено та впроваджено спеціалізоване обладнання та оснастка.

Встановленні закономірності зміни положення у просторі будівлі під дією технологічних чинників влаштування горизонтальних свердловин: буріння свердловин зі змінними діаметрами, кроками, довжиною, кількістю рядів, а також ФМВ ґрунтів, тиск на перфорований шар основи (Самченко, 2009).

Розроблені технології керування просторовим положенням будівель у процесі їх вирівнювання, а саме: збільшення інтенсивності осідань регульованим зволоженням ґрунту навколо свердловин із різною температурою води та частковим руйнуванням циліків ґрунту між свердловинами без виносу ґрунту на поверхню, а зменшення інтенсивності осідань – частковим тампонуванням горизонтальних свердловин або закріплення ґрунтів цементним розчином.

Усунення наднормативних кренів будівель зазвичай виконується на підставі одного фіксованого проекту, який розробляється з урахуванням найбільш імовірної інтерпретації вихідних даних (геології, технічного стану об’єкта, пропонованої технології виконання робіт та ін.).

Табл. 1. Досвід усунення кренів будівель з використанням технології перфорації ґрунтової основи горізонтальними свердловинами.
Table 1. The reduction of rolls was achieved using advanced technology of perforation of the soil base with horizontal drills.

Вид об'єкта	Кількість, шт	Кількість поверхів	Відхилення від вертикалі, мм	Усунення крену, %
Панельні будівлі	30	4-14	200-560	95-106
Цегляні будівлі	8	3-14	95-540	92-100

Однак у процесі реалізації такого проекту можуть виникати непередбачувані обставини технологічного, організаційного та іншого характеру, які неможливо врахувати на стадії проектування через складність розв'язуваних завдань та геотехнічну непередбачуваність системи «основа – фундамент».

Застосування сучасних ІТДББ для ліквідації її крену дозволяє заощадити як кошти, так і час, а також розширити галузь знань у сфері будівельних конструкцій, основ та фундаментів, при забезпеченні прийнятного рівня безпеки. ІТДББ базується на моніторингу та аналізі основних параметрів системи «основа – фундамент» у режимі реального часу, що дозволяє коригувати проект на будь-якій стадії проведення робіт.

Практика оснащення будівельних об'єктів ІТДББ в онлайн- режимі на сьогодні не є характерною для України, відомі лише окремі приклади (Яловець, 2024). На розробку інформаційних систем моніторингу будівельного об'єкта впливають такі основні аспекти: технічний – визначення ФМВ, на яких базується вимірювальна система; технологічний – розробка методів та способів виробництва комплектуючих, монтажу системи та експлуатації; економічний – оптимізація цінових параметрів системи (MacLeod, 1995; Iwasaki, 2011).

Протягом останнього часу в Україні було розроблено нормативно – методичне забезпечення створення та застосування моніторингових систем у будівництві. Нормативний документ України ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково – технічного моніторингу будівель та споруд» увібрав у себе всі основні теоретико – методичні вказівки та розробки з науково – методологічного обґрунтування, проектування та експериментального відпрацювання моніторингових систем для будівництва. Згідно з цією настановою інформаційна технологія діагностування поточного стану багатоповерхових будівель (ІТДББ) потребує створення адаптованого під конкретні умови її функціонування автоматизованої системи збору та передачі інформації. ІТДББ потрібно укомплектувати відповідним інструментальним, математичним, програмним і апаратним забезпеченням.

РОЗРОБКА ІНФОРМАЦІЙНО - АПАРАТНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ УСУНЕННЯ КРЕНІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

Для інформаційно – апаратного забезпечення усунення кренів багатоповерхових будівель були розроблені прецизійні елементи кутових деформацій (індуктивні датчики); за допомогою спеціального розробленого стенду, програму «Pendulum» для розрахунку і візуалізації деформацій контрольованих будівельних конструкцій; моніторингову систему з онлайн-збором вимірювальної інформації про контрольовані фізичні величини; хмарну технологію та інструментальні засоби передачі результатів вимірювань в Інтернет; БД накопичення даних та їх оперативної обробки і т. д. (Шокарев, 2006).

Конструктивно прецизійний елемент (датчик) складається з чотирьох індуктивних перетворювачів, розташованих симетрично по колу перпендикулярно до маятника показано на Рис. 1). Усі індуктивні перетворю-

вачі встановлюються у вихідному положенні на однаковій відстані від маятника. Нитка маятника кріпиться до корпусу датчика, який у свою чергу жорстко закріплюється на об'єкті, що контролюється. Діапазон вимірювання величини горизонтального зміщення і напрямку в точці установки на будівельній конструкції 360^0. Маятник поміщається в гліцерин дистильований для стабілізації (Шокарев, 2007).

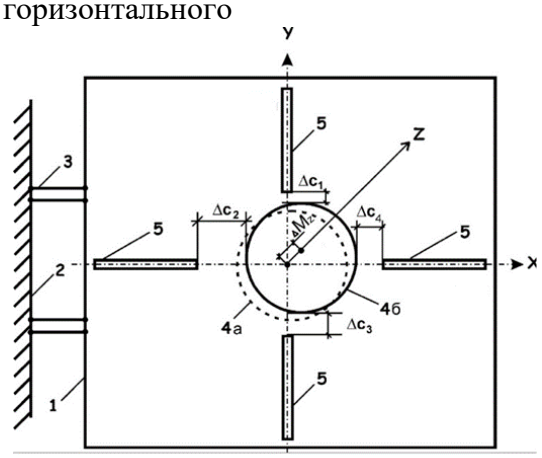
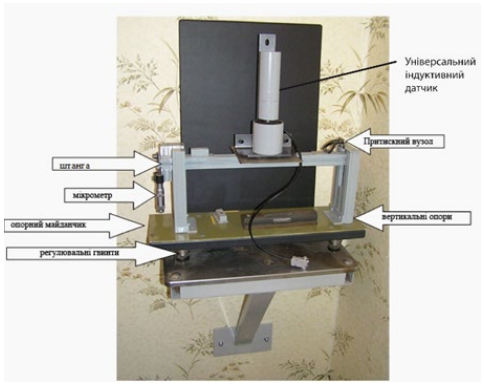


Рис. 1. Схема універсального індуктивного датчика крену: 1 – корпус датчика; 2 – контрольований об'єкт; 3 – кріплення (анкерні болти); 4 – маятник у поперечному перерізі: а) у початковому положенні; б) у зміщеному положенні; 5 – індуктивний перетворювач; Δc_1 ... Δc_4 – відстані між маятником та індуктивними перетворювачами; x, y – осі координат; Z – напрямок усунення маятника; ΔM_z – величина усунення осі маятника.

Fig. 1. Scheme of a universal inductive roll sensor: 1 – sensor body; 2 – controlled object; 3 – fastening (anchor bolts); 4 – pendulum in cross section: a) in the initial position; b) in the shifted position; 5 – inductive transducer; Δc1 ... Δc4 – distances between the pendulum and inductive transducers; x, y – coordinate axes; Z – direction of pendulum displacement; ΔMz – magnitude of pendulum axis displacement.

Розроблено стенд для випробування та тарування датчиків наведено на Рис.2а. Конструктивно стенд складається з двох вертикальних опор, жорстко закріплених на опорному майданчику, штанзі (переміщається тільки у вертикальній площині), закріпленій на горизонтальній осі обертання правої опори, майданчика для об'єкта вимірювання, мікрометра, закріпленого на лівій опорі, притискного вузла, закріпленого на правій опорі та регулювальних гвинтів, закріплених на опорному майданчику.



а)

б)

Рис. 2. Спеціальний стенд для розробки програми «Pendulum» та метрологічної атестації датчиків (а) і графік залежності індуктивності (L) перетворювача від відстані до маятника (Δc) (б).

Fig. 2. Special stand for the development of the "Pendulum" program and metrological certification of sensors (a) and a graph of the dependence of the inductance (L) of the converter on the distance to the pendulum (Δc) (b).

На підставі виконаних стендових випробувань отримано залежність величини індуктивності перетворювача від переміщення маятника, яка використовується для вимірювання кренів будівельних об'єктів приведено на Рис.2б.

В основу розрахункової програми «Pendulum» покладено модель поля індуктивності, а саме функція L(x, y), значення якої є індуктивність котушки при заданому положенні x, y маятника. Вихідними для програми є результати вимірювань, знятих з датчика. Для побудови моделі було представлено понад 1300 виміряних значень індуктивності котушок датчика за різних положень маятника. Результат одного виміру – величини чотирьох індуктивностей. Для визначення положення маятника розроблено спеціальний чисельний метод, який шукає таке положення маятника всередині квадрата, для якого значення індуктивностей котушок, отримані за моделлю поля індуктивностей, якомога краще відповідають всім чотирьом результатам даного вимірювання. Вихідні дані для програми готуються в MS Excel і передаються до програми через Буфер Обміну (Clipboard). На лист можливо виводити довільну кількість датчиків, встановлених на об'єкті.

У процесі роботи над системою розроблено оригінальний вимірювач індуктивності, який встановлений у датчиках. Чутливість вимірювача – до 0,5 мкГн при погрішності вимірювань у всьому використовуваному діапазоні 0,2%. При цьому точність вимірювань зміщення становить 0,001 мм, а розрахункова похибка визначення крену становить 0,05%.

Вибір індуктивного вимірювача обумовлений тим, що магнітні властивості матеріалів, що лежать в основі роботи приладу, практично не залежить від вологості і забруднень, працюють в широкому інтервалі температур, стійкі до механічних впливів. Це дозволило розробити вимірювач, що володіє високою надійністю. Принцип його роботи заснований на зміні індуктивності котушки при переміщенні феромагнітного сердечника уздовж осі котушки.

Блок збору інформації забезпечує такі функції: забезпечує живлення системи (або від мережі ~220В або від вбудованого акумулятора); забезпечує заряд акумулятора безперебійного блоку живлення; забезпечує живлення датчиків лінії зв'язку; збирає інформацію від датчиків; запам'ятовує всі налаштування в енергонезалежній пам'яті; у паузах між циклами роботи переходить у режим енергозбереження. Технічні засоби, що входять до ІТДББ представленні на Рис. 3.

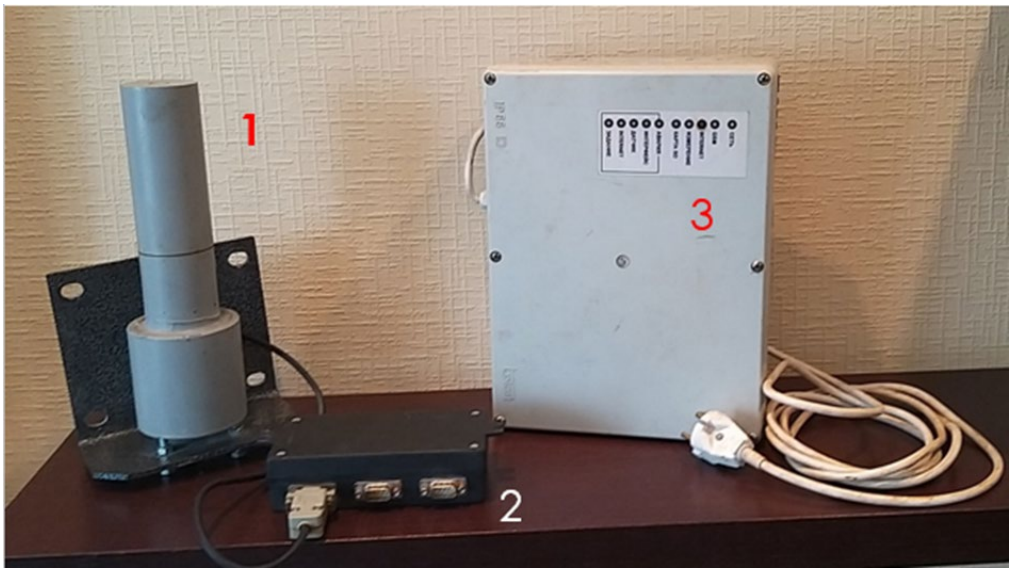


Рис. 3. Технічні засоби, що входять до ІТДББ: 1 - індуктивний датчик; 2 – вимірювач індуктивності; 3 - блок збору на передачі інформації.

Fig. 3. Technical means included in ITDB: 1 - inductive sensor; 2 - inductance meter; 3 - information collection and transmission unit.

Інформація передається мережами мобільного зв'язку у вигляді SMS-повідомлень, через Інтернет на поштову скриньку електронної пошти або на будь-який мобільний телефон з подальшою обробкою на ЕОМ. Система працює в автоматичному режимі з можливістю програмування періоду включення.

Для запропонованої розрахункової моделі системи ББ «ґрунтова основа – стрічковий фундамент з креном» основними контрольованими параметрами є характер зміни технологічних осідань та крену фундаменту. Для безперервного контролю вище зазначених параметрів ІДТББ містить блок періодичного автоматичного розрахунку НДС будівлі в технологічному процесі усунення нахилу фундаменту на основі програмного комплексу ЛІРА-САПР з автоматичною корекцію початково-крайових умов розрахунку. Корекція початково-крайових умов розрахунку відбувається на основі поточної експериментальної інформації з інклінометричних датчиків, розподілених по ББ (елементи DT ББ), та з урахуванням фактичного ТС ББ на час розрахунку. Завдяки цим заходам підвищується надійність системи підтримки прийняття рішень (СППР) поточних управлінських команд ОПР і з'являється можливість визначати локальні зони ґрунту основи, що вимагають управлінського впливу. Наприклад, корекція технологічних осідань під підошвою стрічкового фундаменту ББ.

ПРИКЛАД ОЦІНКИ НДС БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ ПРИ УСУНЕННІ ЇЇ КРЕНУ

Наведемо приклад оцінки НДС 9-поверхового великопанельного будинку в м. Запоріжжя з розмірами в осях 23,30×11,62 м при усуненні його крену.

При усуненні наднормативного крену будівлі вирішується наступний комплекс завдань:

1. Аналіз проектної документації, обстеження будівельних конструкцій будівлі, уточнення їх можливих граничних станів, створення моделі інформаційного поля об'єкта, розробка інтерактивного проекту усунення наднормативного крену будівельного об'єкта.

2. Монтаж вимірювально – інформаційної системи на об'єкті; щоденне отримання вхідної інформації у вигляді інформаційних сигналів; реалізація технічного, програмного, метрологічного, організаційного, інформаційного забезпечення; отримання вихідної інформації у вигляді фізичних величин та параметрів.

3. Чисельне моделювання напружено – деформованого стану будівлі з використанням програмного комплексу «Ліра».

4. Зіставлення фізичних величин і параметрів з нормами, що допускаються, перевірка умов міцності, поточне коригування інформаційної моделі об'єкту.

5. Коригування технологічних осідань.

У процесі експлуатації будинок піддавався впливу просадних деформацій. При розрахунку аналізувалися головні напруги в елементах будівлі, за якими можна судити про міцність матеріалу конструкцій. На рис. 4 представлені зміни переміщень вузлів і розподілу головних напруг в елементах будівлі при впливі деформацій просадки в процесі експлуатації будівлі. В елементах будівлі виникли напруги, що перевищують розрахункові опори матеріалів конструкцій, що призвело до утворення тріщин та інших дефектів, які були виявлені при обстеженні будівлі. Головні стискаючі напруги досягають 2720,1 т/м^2 при гранично допустимих 850,0 т/м^2; основні розтягуючі напруги – 717,8 т/м^2 при гранично допустимих 160,0 т/м^2. Так як будівля не відповідає умовам нормальної експлуатації через наднормативні крени, було прийнято рішення усунення її крену. На основі створеної просторової моделі будівлі з урахуванням нелінійної роботи матеріалів конструкцій, податливості стиків, одностороннього характеру зв'язків конструкцій фундаментів з основою, а також додаткових впливів на будівлю (крен), був виконаний монтаж датчиків на об'єкті. З урахуванням результатів обстеження будівельних конструкцій на будівлі було встановлено 23 датчики, у т.ч. 12 – у підвалі, 4 – на другому поверсі, 7 – на технічному поверсі.

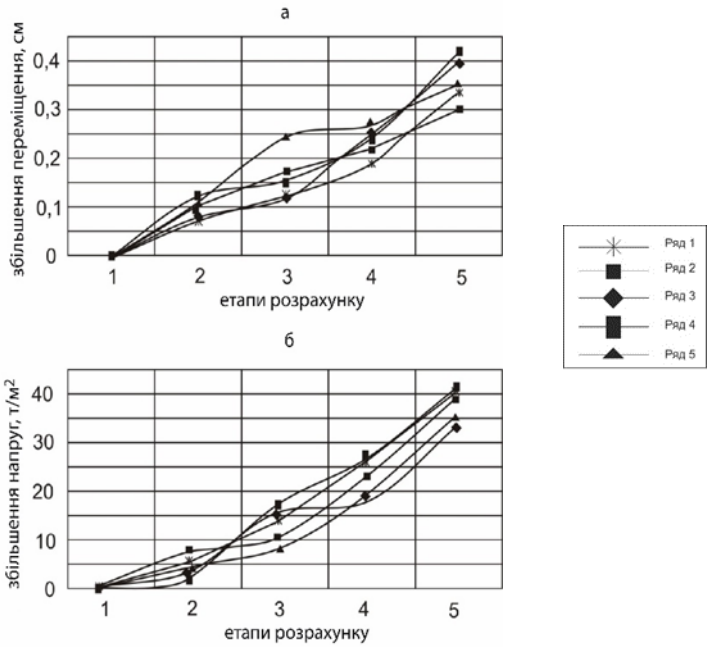


Рис. 4. Зміна переміщень вузлів (а) та розподіл головних напруг (б) у поздовжніх стінах будівлі при впливі просадних деформацій у процесі її експлуатації.

Fig. 4. Change in node displacements (a) and distribution of principal stresses (b) in the longitudinal walls of the building under the influence of subsidence deformations during its operation.

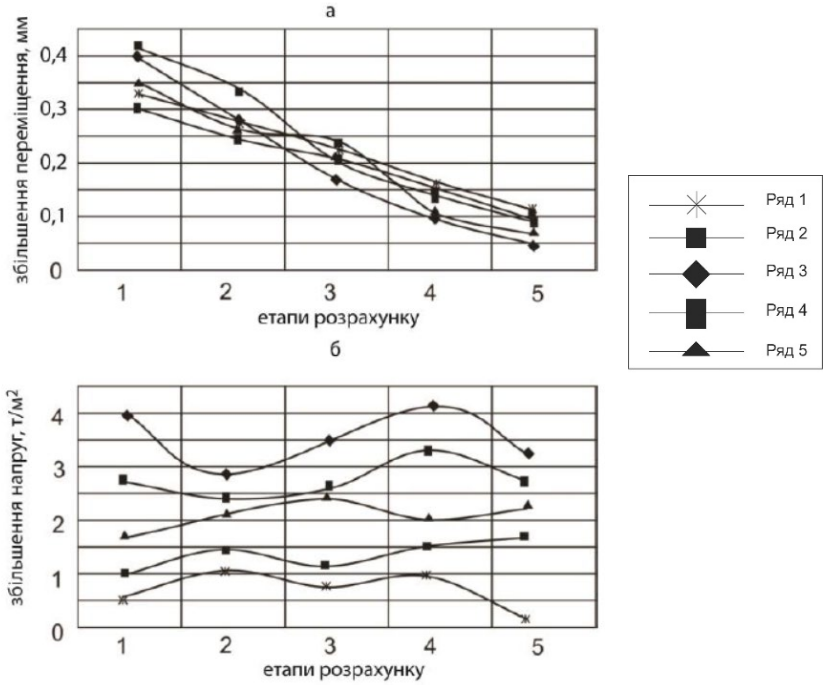


Рис. 5. Зміна переміщень вузлів (а) та розподіл головних напруг (б) у поздовжніх стінах будівлі при її вирівнюванні.

Fig. 5. Change in node displacements (a) and distribution of principal stresses (b) in the longitudinal walls of the building during its alignment.

Усунення нахилу будівлі здійснювалося шляхом вибурювання розрахункової кількості ґрунту з-під підошви фундаменту. Отримання вхідної інформації у вигляді інформаційних сигналів проводилося не рідше 1 разу на добу. При цьому здійснювалася реа-

лізація технічного, програмного, метрологічного, організаційного та інформаційного забезпечення. Отримувана вихідна інформація у вигляді фізичних величин і параметрів зіставлялася з допусками (прогин, вигин, крен, осідання, напруга). Час умовної стабілізації нахилу фундаменту будівлі визначається за формулою

$$T = \frac{tg\rho}{V_{ус}}, \quad (1)$$

де $V_{ус}$ – величина умовної стабілізації крену; *tgp* – коефіцієнт пропорційності:

$$tg\rho = \frac{i - i_n}{\frac{\ln t}{t_n}}. \quad (2)$$

Приймаючи i_n та t_n – крен фундаменту та час у процесі буріння горизонтальних свердловин – визначаємо коефіцієнт пропорційності та час настання умовної стабілізації; проводиться регулювання крену фундаменту будівлі шляхом зволоження стінок свердловин. Зволоження стінок свердловин дозволило прискорити процес розвитку технологічних осідань до необхідної величини.

У процесі усунення крену будівлі деформаційні та силові характеристики стабілізувалися, напруги в системі досягли безпечних значень. На Рис. 5 представлені зміни переміщень вузлів та розподілу головних напруг у будівлі при її вирівнюванні.

ВПРОВАДЖЕННЯ ІТДББ ПРИ УСУНЕННІ КРЕНІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

Наукові, методичні та практичні розробки в вигляді нової ІТДББ впроваджені в будівельну практику м. Запоріжжя в 2017 – 2021 рр. при ліквідації наднормативних кренів 7 багатоповерхових будівель, в рамках реалізації програми з моніторингу за деформаціями житлових будинків в м. Запоріжжя та усунення їх кренів, розробленої за участі спеціалістів Запорізького відділення ДП НДІБК.

Приклад. Будівлі житлових будинків по пр. Інженера Преображенського №№23,25 зведені на майданчику, складеному лесовими ґрунтами значної потужності, які при замочувані володіють просадними властивостями. За час експлуатації (~45 років) всі блок-секції (під'їзди) вищевказаних житлових будинків отримали нерівномірні осідання та досягли наднормативних величин осідань та відхилень.

За результатами обстеження було встановлено, що технічний стан будівельних конструкцій та блок-секцій в цілому оцінювався як непридатний для нормальної експлуатації. Деформаційний шов між блок-секцією №3 (буд. 23) та блок-секцією №1 (буд. 25) замкнувся. Основною причиною цього стали значні нерівномірні осідання основи та фундаментів блок-секцій та наднормативні крени її кутів.

В межах науково - технічного супроводу (НТС) вирівнювання блок-секцій були виконані наступні роботи: інженерно- геологічні дослідження вологісного режиму ґрунтів основи, якості підготовки основи, якості ущільнення ґрунтів зворотного засипання котловану; геодезичний моніторинг деформацій будівлі в процесі вирівнювання; уточнення фактичних кренів блок-секції в різні періоди вирівнювання; НТС підготовчих робіт та процесу вирівнювання; контроль за станом конструкцій блок-секції при вирівнюванні з використанням ІТДББ та їх обстеження після виконання робіт з усунення наднормативного крену об'єкта методом вибурювання ґрунту основи горизонтальними свердловинами за розрахунковими параметрами під фундаментами ББ, які менше осіли.

Технічні засоби ІТДББ, що використовувалась для контролю деформацій на блок-секції, що вирівнювалася, містили: універсальні індуктивні датчики крену; засіб збирання та передачі інформації, комп'ютерна програма «Pendulum» для розрахунку та візуалізації деформацій контрольованого об'єкта та ін.

Для контролю деформацій блок-секцій, що вирівнювались, у підвалі будівель на його стінах у верхній частині стінових панелей були встановлені 16 універсальних індуктивних датчиків крену в кожній блок-секції, блоки збору та передачі інформації. ІТДББ працював безперервно, а період зні-

мання інформаційного сигналу ІТДББ складав один раз на добу. Схема розташування датчиків наведена рис. 6, усі вектори побудовані в масштабі. ІТДББ дозволяє визначати у точці встановлення датчика напрямок та величину горизонтального переміщення будівельних конструкцій з точністю 0,001 мм. За отриманими даними розраховуються крен та відносні осідання об'єкта спостережень в онлайн-режимі.

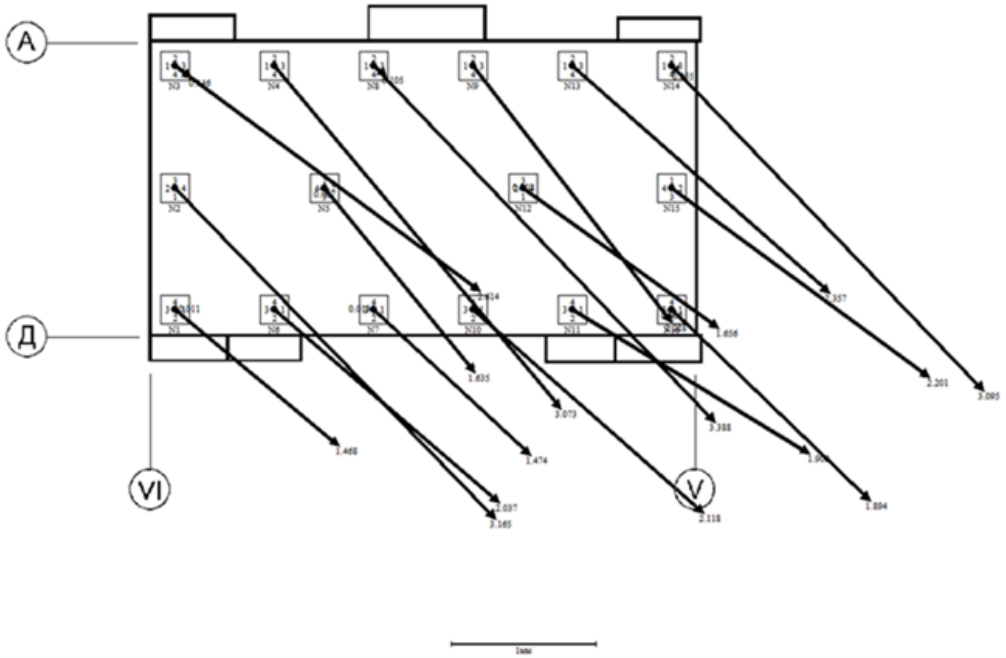


Рис. 6. Схема розташування датчиків ІТДББ в підвалі блок-секції №3 (житловий будинок №23) та напрямок переміщення всіх контрольованих ділянок будівлі за весь час спостережень за деформаціями блок-секції під час вирівнювання.

Fig. 6. Layout of ITDBB sensors in the basement of block section No. 3 (residential building No. 23) and the direction of movement of all controlled sections of the building for the entire time of observations of block section deformations during alignment

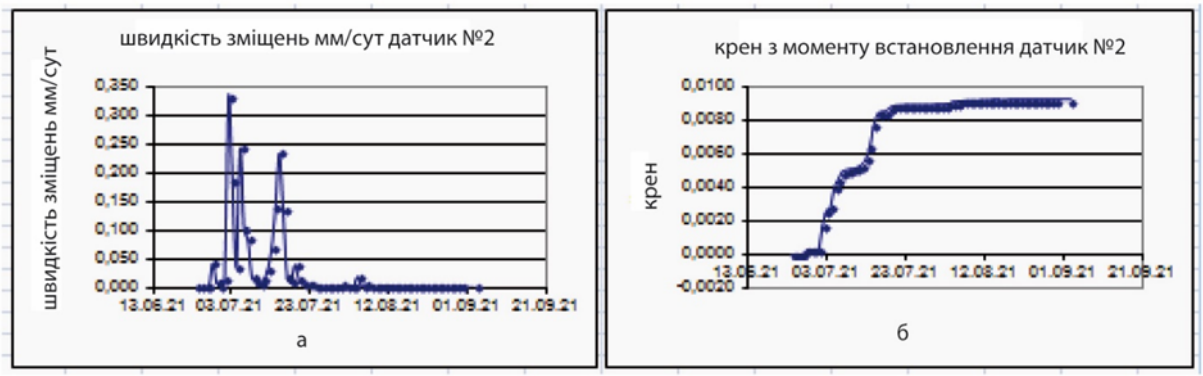


Рис. 7. Графіки залежності швидкості зміщення маятника (мм/добу) (а) і зміни крену від часу (б) по датчику № 2 за весь час спостережень.

Fig. 7. Graphs of the dependence of the pendulum displacement rate (mm/day) (a) and the change in roll on time (b) for sensor No. 2 for the entire observation time.

На графіках Рис. 7 наведена залежність швидкості зміщення маятника і зміни крену від часу по датчику №2 (у якості прикладу) за весь час спостережень. За час спостережень зафіксовано п'ять фаз змін крену блок-секції.

Перша фаза – незначні осідання під час виконання першого етапу бурових робіт. Друга фаза – активні прогресуючі деформації під час виконання другого етапу робіт і відразу після їх завершення. Третя фаза – стабілізація осідань після завершення бурових робіт. Четверта фаза – активні прогресуючі деформації під час регулювання технологічних осідань фундаментів шляхом зволоження ґрунту навколо свердловин. П'ята фаза – стабілізація деформаційних процесів.

Відновлення деформаційного шва між блок-секціями №3 житлового будинку №23 та №1 житлового будинку №25 дозволило ліквідувати надпроєктні напруження, які діяли в будівельних конструкціях блок-секцій, що спирались одна на одну. Величина розкриття деформаційного шва між блок-секціями №1 по всій висоті становила 440 мм наведено на Рис. 8.

Планово-висотне положення усіх блок-секцій після їх вирівнювання задовольняє вимогам проекту та діючим будівельним нормам України.

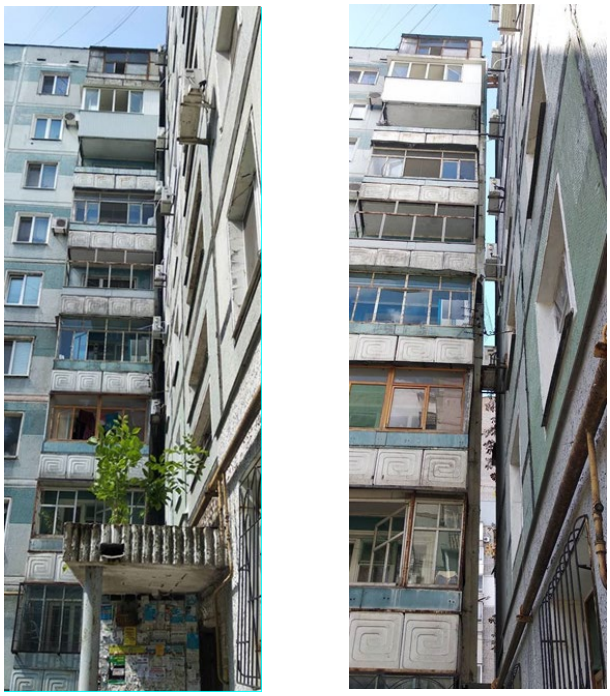


Рис. 8. Загальний вигляд деформаційного шва між блок-секціями №3 та №1: до вирівнювання; після вирівнювання в м. Запоріжжі по вул. Інженера Преображенського 23, 25.

Fig. 8. General view of the expansion joint between block sections No. 3 and No. 1: before alignment; after alignment in Zaporizhia, 23, 25 Inzhenera Preobrazhenskoho St.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Розроблено інформаційну технологію діагностування багатоповерхових будівель для ліквідації крену будівлі в умовах постійної зміни її вертикального положення, фізико – механічні властивості ґрунтів основи та властивостей матеріалів окремих будівельних конструкцій (тріщиноутворення) без зупинки функціонування інженерних мереж, технологічного обладнання (ліфти та ін.) та відселення мешканців.

2. Наукова новизна розробки підтверджена 14 патентами на винахід та корисні моделі України та Польщі, а також трьома захищеними дисертаційними роботами.

3. ІТДББ була впроваджена при усуненні наднормативних кренів 7 багатоповерхових будівель у 2017 – 2021 рр., в рамках реалізації програми з моніторингу за деформаціями житлових будинків в м. Запоріжжі та усунення їх кренів.

4. Результати цієї науково – дослідної роботи були використані при розробці нормативних документів вітчизняної будівельної галузі:

- ДБН В. 1.1 – 45: 2017 «Будівлі і споруди в складних інженерно – геологічних

умовах. Загальні положення»;

- ДСТУ – Н. Б. В. 1.2 – 17: 2016 Настанова щодо науково - технічного супроводу будівель і споруд.

5. Винахід «Електромагнітна вимірювально – інформаційна система неруйнівного контролю параметрів напружено – деформованого стану інженерних конструкцій і споруд» у Всеукраїнському конкурсі МОН України став переможцем в номінації «Кращій винахід у Запорізькій області», а розробка «Автоматизована вимірювально – інформаційна система для моніторингу будинків та споруд» перемогла в конкурсі інновацій журналу «Експерт України».

6. Основні результати досліджень були представлені на симпозіумі Міжнародної Федерації з конструкційного бетону (fib) в листопаді 2024р. в м. Крайстчерч (Нова Зеландія).

7. Актуальним залишається застосування ІТДББ в Україні у майбутньому, тільки в м. Запоріжжі зафіксовано, що 145 багатоповерхових будівель мають наднормативний крен, а 79 зіштовхнулись між собою.

ЛІТЕРАТУРА

1. Самченко Р.В. (2004) Опыт устранения крена водонапорной башни. *Будівельні конструкції: Науково-технічний збірник,* 61, 122 – 125.
2. Barbera J.A., & Macintyre A.G. (2007) *Medical Surge Capacity and Capability: A Management System for Integrating Medical and Health Resources During Large-Scale Emergencies U. S.: book.*
3. Carter W.N. (2008) *Disaster management: a disaster manager's handbook.: book.*
4. Степура І.В., Шокарев В.С., Павлов А.В., Трегуб А.С., & Самченко Р.В. (2009) Спосіб вирівнювання будівель, споруд*: Пат. України №40931, E02D35/00* (№u200814530; Заява 17.12.2008; Опубл. 27.04.2009, Бюл. №8. 6).
5. Самченко Р.В. (2009) Решение проблемы кренов зданий и сооружений*: Будівництво України,* 3. 17 – 20.
6. Яловець А.Л. (2024) Оперативне управління протидією надзвичайним ситуаціям: досвід автоматизації: Київ. Наукова думка.
7. MacLeod I.A. (1995) *Strategy for the use of computers in structural engineering: The Structural Engineering*. 21. 13 – 21.
8. Iwasaki Y. (2011) An Alternative Approach as Observational Method Inferred from Monitored Data to Avoid the Failure of the Geotechnical Excavation in Singapore: *International Symposium on Backwards Problem in Geotechnical Engineering and Monitoring of Geo – Construction*. 185 – 202. Osaka.
9. Шокарев В.С., Чаплигін В.І., & Мальцева Я.В (2006) Електромагнітна вимірювально – інформаційна система неруйнівного контролю параметрів напружено – деформованого стану інженерних конструкцій і споруд: *Пат. України №75876, G01№27/90, G01M19/00* (№u20020542241; Заява 23.05.2002; Опубл. 15.06.2006, Бюл. №6. – 19).
10. Шокарев В.С., Чаплигін В.І., & Хілько С.В. (2007) Електромагнітний датчик для контролю величини і напрямку нахилу конструкцій: *Пат. України №77761, G01B7/14, G01B21/00* (№u200440907640; Заявка 20.09.2004; Опубл. 15.01.2007, Бюл. №1, 2007. – 6).

REFERENCES

1. Samchenko R.V. (2004) Opit ustranenyia krena vodonapornoi bashny.[Experience in eliminating the tilt of a water tower] *Budivelni konstruktsii : Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, 61, 122 – 125. (in Ukrainian)
2. Barbera J.A., & Macintyre A.G. (2007) *Medical Surge Capacity and Capability: A Manage-ment System for Integrating Medical and Health Resources During Large-Scale Emergencies U. S.: book.*
3. Carter W.N. (2008) *Disaster management: a disaster managers handbook.: book*.
4. Stepura I.V., Shokarev V.S., Pavlov A.V., Trehub A.S., & Samchenko R.V. (2009) Sposib vyrivniuvannia budivel, sporud [Method of leveling buildings and structures]: *Pat. Ukrainy №40931, E02D35/00* (№u200814530; Zaiava 17.12.2008; Opubl. 27.04.2009, Biul. №8. 6). (in Ukrainian)
5. Samchenko R.V. (2009) Reshenye problemy krenov zdanyi y sooruzhenyi [Solution to the problem of tilting buildings and structures]: *Budivnytstvo Ukrainy,* 3. 17 – 20. (in Ukrainian)
6. Ialovets A.L. (2024) Operatyvne upravlinnia protydiieiu nadzvychainym sytuatsiiam: dosvid avtomatyzatsii [Operational management of

counteraction to extraordinary situations: experience of automation]: Kyiv. Naukova dumka. (in Ukrainian)
7. MacLeod I.A. (1995) *Strategy for the use of computers in structural engineering: The Structural Engineering.* 21. 13 – 21.
8. Iwasaki Y. (2011) *An Alternative Approach as Observational Method Inferred from Monitored Data to Avoid the Failure of the Geotechnical Excavation in Singapore: International Symposium on Backwards Problem in Geotechnical Engineering and Monitoring of Geo – Construction* (p. 185 – 202). Osaka.
9. Shokarev V.S., Chaplyhin V.I., & Maltseva Ya.V (2006) Elektromahnitna vymiriuvalno – informatsiina systema neruinivnoho kontro-liu parametriv napruzheno – deformovanoho stanu inzhenernykh konstruktsii i sporud [Electromagnetic measuring and information system for non-destructive testing of parameters of the stressed-strained state of engineering structures and buildings]: *Pat. Ukrainy №75876, G01№27/90, G01M19/00 (№u20020542241; Zaiava 23.05.2002;* Opubl. 15.06.2006, Biul. №6. – 19). (in Ukrainian)
10. Shokarev V.S., Chaplyhin V.I., & Khilko S.V. (2007) Elektromahnitnyi datchyk dlia kont-roliu velychyny i napriamku nakhylu konstruktsii[Electromagnetic sensor for monitoring the magnitude and direction of structural inclination]: *Pat. Ukrainy №77761, G01B7/14, G01B21/00* (№u200440907640; Zaiavka 20.09.2004; Opubl. 15.01.2007, Biul. №1, 2007. – 6). (in Ukrainian)

Diagnosing the current condition of multi-story buildings while eliminating their excessive tilt: development and implementation of information technology

Viktor SHOKAREV
Andrii SHOKAREV
Iurii KALIUKH
Bohdan CHORNYI

Summary. The aim of the dissertation work is to create a new information technology for diagnosing the current state of multi-story building to eliminate its over-normative roll while simultaneously ensuring the reliable functioning of the multi-story building during the entire process of leveling without stopping the functioning of the multi-story building engineering networks, technological equipment (elevators) and the resettlement of residents, which will allow to improve the quality of estimates of the forecast of changes in the multi-story building vehicle in the controlled elimination of excessive tilting and to make responsible management decisions in conditions of uncertainty and the risk of construction accidents. Information technology for diagnosing the current state of multi-story building was developed for the first time to eliminate the tilting of the building in conditions of constant changes in its vertical position, the physical and mechanical properties of the foundation soils and the properties of the materials of individual building structures (cracking) during the entire time of leveling without stopping the operation of the engineering networks of the multi-story building, technological equipment (elevators) and the resettlement of residents, and sometime after its completion; the specialized Pendulum program for operational processing in online mode of experimental data from pre-trial inclinometric sensors distributed over the multi-story building (Digital Twins elements) in the process of eliminating its excessive roll, and graphical interpretation of the results for a better perception of information technology for diagnosing the current state of multi-story building information and is an element of feedback when support of operational management decisions in the process of liquidation of the above-standard bank roll. The mathematical-algorithmic apparatus of information technology for diagnosing the current state of multi-story building has been improved, which includes mathematical models of buildings and foundation soils that were used in the process of leveling the multi-story building, a mathematical model of drilling mixtures for fixing the foundations of the building after the leveling process is completed; precision sensitive inclinometric elements, a special stand has been developed for their testing and metrological research; continuous connection between the measurement results of the pre-screen sensitive inclinometric elements distributed over the multi-story building and the LIRA application program package for operational consideration of the change of the initial boundary conditions during the current calculations of the stressed - deformed state of the multi-story building during the entire alignment process and sometime after its completion. The system for transmitting digital experimental data from precision inclinometric sensors distributed over the multi-story building, with the help of modern cloud technologies (Internet of Things elements), received further development.

Keywords. Information technologies, technical condition of a multi-story building, roll, inclinometric sensors.

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 50

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, представленні 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: Тетяна Диптан
Комп'ютерне верстання: Людмила Бондарева, Тетяна Диптан
Редагування, макетування: Людмила Бондарева,
Обкладинка: Віталій Ручківський

Редакція науково-технічного збірника:
03037, Україна, м.Київ, просп. Повітряних Сил, 31, КНУБА, к.109, к.121.
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Підписано до друку 25.04.2025. Формат 60x84 1/8.
Папір офсетний. Гарнітура Times New Roman.
Ум. друк. арк. _____. Обл.-вид. арк. ____
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 50

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 remains 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 Foundations»

Linguistic consultant:	Tetiana Dyptan
Computer typesetting:	Liudmyla Bondareva, Tetiana Dyptan
Editing, layout:	Liudmyla Bondareva
Cover:	Vitalii Ruchkivskyi

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

Signed for print 25.04.2025. Format 60x84 1/8.
Offset paper. Times New Roman headset.
Conditional printed sheet _____. Accounting and publishing sheet _____.
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