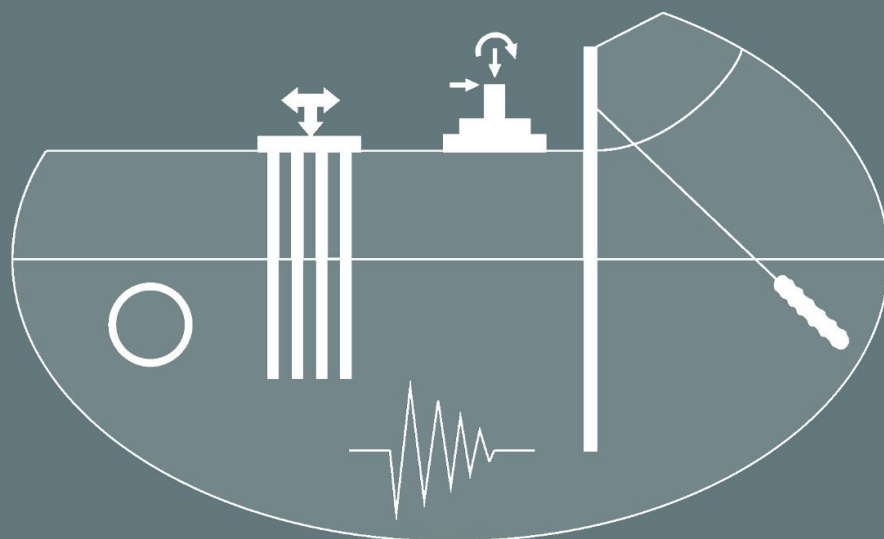


DOI:10.32347/0475-1132.47.2023

ISSN 0475-1132 (PRINT)

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ  
УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА  
І АРХІТЕКТУРИ

KYIV NATIONAL UNIVERSITY  
OF CONSTRUCTION AND  
ARCHITECTURE



ОСНОВИ ТА  
ФУНДАМЕНТИ

BASES AND  
FOUNDATIONS

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ  
ЗБІРНИК

SCIENTIFIC AND TECHNICAL  
JOURNAL

ВИПУСК

47

ISSUE

2023

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

# **ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ**

Науково-технічний збірник

**ВИПУСК 47**

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2023

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 47. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2023. 126 с. DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023

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

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

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»

**Редакційна колегія:**

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

*Рекомендовано до видання рішенням Вченої ради Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол № 16 від 22.12.2023 року.*

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

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний  
університет будівництва і  
архітектури, 2023

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

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

KYIV NATIONAL UNIVERSITY  
OF CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

# **BASES AND FOUNDATIONS**

Scientific and Technical Journal

**ISSUE 47**

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2023

Scientific edition  
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration  
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 47. Edited by Igor Boyko.  
K. KNUCA, 2023. 126 p. DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023

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

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

The journal publishes in the following specialties:

192 «Construction and civil engineering»

194 «Hydraulic engineering, water engineering and water technologies»

#### Editorial board:

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

*Recommended for publication by the resolution of the Academic Council of the Kyiv National University of Construction and Architecture, protocol No. 16 of 22.12.2023.*

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

UDK 624.15

BBK 38.58

O-75

© Kyiv National University of  
Construction and Architecture, 2023

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

## ПЕРЕДМОВА

**Ідентифікація параметрів ґрунтової основи геотехнічних об'єктів.**

Ідентифікація параметрів ґрунтової основи займає дуже важливий етап при проектуванні геотехнічних об'єктів.

До позитивної сторони такого підходу слід наголосити на тому, що кожний геотехнічний об'єкт у більшості випадків має своє ґрунтове середовище зі своїм характером формування напружено-деформованого стану (НДС) основи.

При складанні програми для проведення інженерно-геологічних вишукувань рекомендується інженерно-геологічні вишукування проводити в два етапи: спочатку за геологічною, а потім – за геотехнічною моделями.

В такому випадку є можливість наблизити напружено-деформований стан основи при проведенні експериментальних робіт до НДС реального об'єкту. Важливо при цьому врахувати покрокове навантаження на ґрунтове середовище, яке відповідає технології будівництва геотехнічного об'єкту, тобто моделювати взаємодію елементів системи «основа – фундамент – наземні конструкції» («О-Ф-НК»).

Для забезпечення надійності проектних рішень слід наголосити на врахуванні регіональних властивостей ґрунтів, які проявляються особливо в будівельний період. Для підтвердження цих процесів розглянемо геотехнічний об'єкт.

Такі процеси зафіксовано на реальному об'єкті будівництва автомобільної дороги, в основі якої знаходилися структурно-нестійкі ґрунти. Роботи проводилися захватками і ґрунти відсипалися товщиною шару 0,5 м. В цьому випадку напруження від кожного шару ґрунтів захватки були менше структурної міцності мулу.

В даному випадку технологія робіт, зумовила відтік рихло-зв'язаної води, тим самим створила умови для покращення властивостей ґрунтів основи цієї дороги.

В проекті розглядався варіант, що під вагою насипаних ґрунтів основи всі замулені ґрунти витісняться, а насправді прийнята в проекті технологія і темп навантаження зумовила підвищення значення структурної міцності природного ґрунту, що забезпечило зменшення об'ємів земляних робіт і, відповідно, їх вартості. Природа зробила подарунок проектувальникам, будівельникам, ученим (кафедра Геотехніки КНУБА є співучасником цього проекту).

Відомі приклади, коли не врахування технології навантаження ґрунтів основи, призводило до зупинки будівництва на кілька місяців і навіть виникала необхідність розробляти новий проект.

Дана передмова до збірника наукових праць «Основи та фундаменти» орієнтована на майбутніх геотехніків, для яких природа підготувала багато цікавих сюрпризів не завжди позитивних, але завжди з новим досвідом роботи.

Кафедра Геотехніки запрошує студентів до співучасті у наукових дослідженнях!

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



## ЗМІСТ

<b>Ігор Бойко</b> <i>Особливості використання гіпотези Ш.О.Кулона для ґрунтового дисперсного середовища</i>	9- 14
<b>Василь Підлуцький, Олександр П'ятков, Василь Беган</b> <i>Дослідження напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій при визначенні вертикальної жорсткості паль за допомогою різних програмних комплексів</i>	15- 28
<b>Олександр Гаврилюк, Вероніка Жук, Тетяна Диптан</b> <i>Конструкції буронабивних паль: особливості технології влаштування</i>	29- 37
<b>Сорока Павло</b> <i>Порівняння несучої здатності бурової палі малого діаметру, отриманого за результатами натурних випробувань і числового моделювання</i>	38- 48
<b>Віктор Носенко, Людмила Бондарева, Максим Хоронжевський, Остап Кашоїда</b> <i>Оцінка впливу висотного будинку на напружено-деформований стан основи та конструкцій існуючих будівель в умовах щільної забудови</i>	49- 60
<b>Віктор Носенко, Дмитро Нечипоренко, Олексій Фадєєв</b> <i>Ідентифікація розрахункових параметрів моделі ґрунту Hardening Soil на базі лабораторних випробувань ґрунту</i>	61- 74
<b>Віктор Носенко, Артур Маламан</b> <i>Оцінка причин втрати стійкості схилу та вибір варіантів його стабілізації з використанням варіантів підпірних стін різної жорсткості</i>	75- 88
<b>Олег Малишев, Антон Мірошніченко</b> <i>Встановлення факторів впливу на експлуатацію промислових підлог</i>	89- 98
<b>Віталій Ручківський</b> <i>Вплив параметрів інженерних захисних конструкцій на ефективність їх застосування в умовах щільної забудови</i>	99- 106
<b>Володимир Сахаров, Олександр Литвин</b> <i>Вплив вибухової ударної хвилі на покриття захисної споруди критичної інфраструктури</i>	107- 114
<b>Ігор Бойко, Віктор Носенко, Олег Кривенко</b> <i>Особливості взаємодії бурової палі з ґрунтовою основою при наявності структурно-нестійких ґрунтів</i>	115- 123



## Особливості використання гіпотези Ш.О.Кулона для ґрунтового дисперсного середовища

Ігор Бойко<sup>1</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup>boyko40@ukr.net, orcid.org/ 0000-0002-6841-0271

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.9-14

**Анотація.** Публікація присвячена видатному французькому вченому Шарлю Огюсту Кулону, який 250 років (1773 рік) тому запропонував гіпотезу, яка зв'язує дотичні і нормальні напруження через кут внутрішнього тертя ґрунтів. Ця гіпотеза забезпечує надійні результати при збереженні закону Гука. За межами цього закону необхідно враховувати властивість ґрунтового середовища, а саме зміну об'єму при зрізі або зсуві ґрунтів, що вимагає введення додаткових дилатансійних параметрів.

Відомо, що в природі існує два види тертя: тертя ковзання і тертя кочення. При певних значеннях деформації в ґрунтовому середовищі спочатку в окремих зонах ґрунтового середовища проявляється при малих деформаціях тертя ковзання, яке характеризується традиційним значенням кута внутрішнього тертя. Подальше зростання деформації зумовлює тертя кочення, яке характеризується іншим значенням кута внутрішнього тертя, майже на третину менше традиційного значення кута внутрішнього тертя ґрунту. Цей факт необхідно враховувати, коли проводиться числове моделювання дисперсного ґрунтового середовища від початку навантаження до його руйнування. В цій публікації і розглядається методика пошуку параметрів дилатансійної теорії для розкриття пружно-пластичного деформування незв'язних ґрунтів на основі експериментальних результатів. Наведено рекомендації використання гіпотези Ш.О.Кулона в інженерних розрахунках та про зв'язок дотичних і нормальних напружень через кут внутрішнього тертя ґрунтів. Для коректного опису нелінійного процесу деформування ґрунтів з необхідно водити параметри дилатансійної теорії, які можна дослідити на вісесиметричному зрізному приладі.



**Ігор Бойко**  
професор кафедри  
Геотехніки  
д.т.н., проф.

Результати випробувань піску середньої крупності, середньої щільності, маловологого, однорідного на кількох приладах показали, що значення кута внутрішнього тертя ґрунтів суттєво відрізняються в залежності від конструкції приладу дослідження. Цей факт рекомендується враховувати при проектуванні геотехнічних об'єктів.

**Ключові слова.** гіпотеза Кулона, вісесиметричний зрізний прилад, ковзання, тертя кочення, числове моделювання, конус, циліндр, дилатансія, контрактансія.

### ВСТУП

В цьому році Україна, разом з міжнародними товариствами геотехніків, відзначає 250-річницю гіпотези Шарля Кулона про зв'язок дотичних і нормальних напружень через коефіцієнти тертя матеріалів суцільного середовища, яка сьогодні широко використовується в інженерній практиці. Запропонована методика надає надійні проектні рішення в межах закону Гука. З метою розширення області використання цієї гіпотези в задачах геотехніки пропонується пошук шляхів її розвитку вести через обмін інформацією через відповідні публікації про ці проблемні питання.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Спеціальними дослідженнями виявлено, що кути внутрішнього тертя ґрунтів змінюють свої значення в залежності від величини деформації, при яких відповідно реалізується тертя ковзання або кочення. Це доведено експериментальними роботами і числовим моделюванням процесів деформування піщаного ґрунтового середовища в широкому інтервалі навантажень [3-5], що дозволило виявити перспективи розвитку гіпотези Кулона для розв'язання просторових нелінійних геотехнічних задач [1-2].

## МЕТА І МЕТОДИКА РОБОТИ

Мета публікації вшанувати талановитого вченого Шарля КУЛОНА за гіпотезу про зв'язок між дотичними і нормальними напруженнями через кути внутрішнього тертя ґрунтів. Показати, що кути внутрішнього тертя ґрунтів змінюють свої значення в залежності від величини деформації, при яких відповідно реалізується тертя ковзання або кочення.

## РЕЗУЛЬТАТИ ТА ОБГОВОРЕННЯ. ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В Київському національному університеті будівництва і архітектури, в 1963 році запропонована і розроблена конструкція вісесиметричного зрізного приладу, який дозволив виявити значення кута внутрішнього тертя спочатку при малих деформаціях традиційне значення кута внутрішнього тертя ґрунту, а при значних деформаціях фіксується і відповідне значення кута внутрішнього тертя, яке відповідає процесу кочення. (Рис.1). При цьому відбувається відповідне зниження його значення майже на третину. Виявлені значення в подальшому були використані при числовому моделюванні ґрунтового середовища в широкому діапазоні навантажень.

Спочатку за спеціальною програмою були проведені випробування заглиблених штампів (напівсфера, конус, горизонтальна

площина) в лотку, який забезпечував доступ до основи через окреме вікно. Для дослідників несподівано відкрилася картинка, а саме в сипучому піщаному ґрунті зафіксована напівсфера, яка зберігає свою форму при розвантаженні лотка (Рис.2). Варто зауважити, що навантаження проводилося за кінематичною схемою, яка зумовила появу кількох напівсфер по ходу заглиблення штампа.

На Рис.3 показано загальний вид двох напівсфер, які вкладені одна в одну і розмежовані полосами локалізації деформацій при значному переміщенні заглиблених штампів при їх кінематичному навантаженні і досягненні його граничного значення (в цьому прикладі граничне значення фіксувалося два рази). Зміна розмірів другої напівсфери зумовлена заглибленням штампа.

Видатний французький вчений - фізик Шарль Огюст Кулон у 1773 році запропонував гіпотезу для сипучих матеріалів «Граничний опір зрушенню є опір тертю прямо пропорційний нормальному тиску».

Ця гіпотеза і сьогодні успішно служить інженерним розрахункам в геотехніці для піщаних ґрунтів.

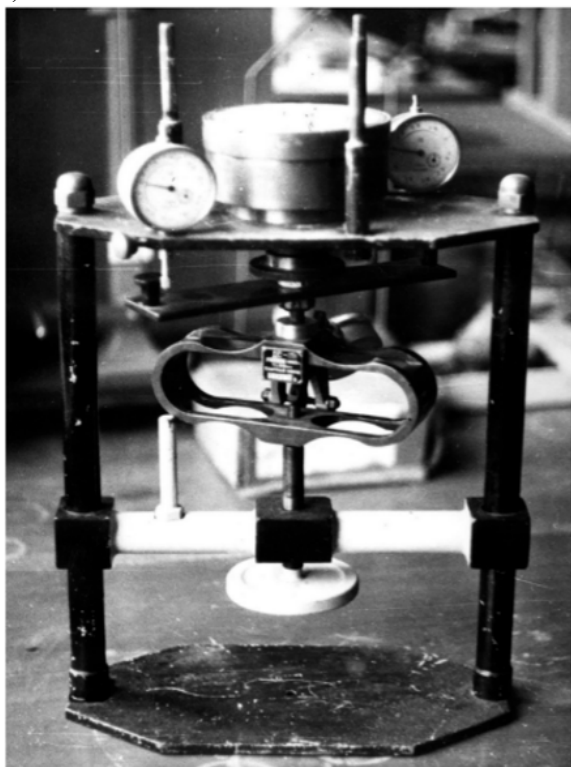
Відомо, що значення кута внутрішнього тертя залежить від багатьох факторів, а саме:

- від виду піщаних ґрунтів через його гранулометричний склад;
- за якою методикою цей кут визначається (ґрунт дренований, стабілізований);
- в яких умовах виконують дослідження ґрунтів (польових, лабораторних);
- -на яких приладах проводяться експерименти (стабілометр; одноплощинний зріз; багатоплощинний зріз; вісесиметричний зрізний прилад ВЗП, конструкція його розроблена в КНУБА, Київ, 1963 рік).
- за яких деформацій визначається значення кута внутрішнього тертя (малих або значних);
- які навантаження будуть передаватися на основу (миттєві від вибуху, довготривалі від транспорту, статичні, динамічні та інші);
- необхідно відтворити напружено -

деформований стан зразка ґрунту перед випробуванням відповідно до природного залягання, який був під час інженерно-геологічних вишукувань.

Перераховані фактори можуть суттєво впливати на значення коефіцієнта тертя ґрунтового середовища, яке в окремих випадках може відрізнятися в  $1,5 \div 2$  рази.

a)



b)

Zone localization deformation

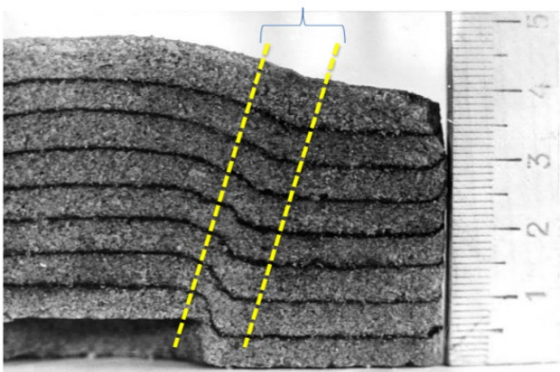


Рис.1. Вісесиметричний зрізний прилад, м.Київ, КНУБА, 1963 рік: a – конструкція приладу; b – зразок ґрунту після випробувань.

Fig.1. Axisymmetric shear device, Kyiv, KNUBA, 1963: a - device design; b - soil sample after testing.



Рис.2. Напівсфера в піщаному ґрунті.  
Fig.2. Hemisphere in sandy soil.



Рис.3. Загальний вигляд полос локалізації деформацій в піщаному ґрунті під подошвою сферичного штампa.  
Fig.3. General view of deformation localization bands in sandy soil under the sole of a spherical die.

Варто наголосити, що гіпотеза Шарля Кулона успішно служить геотехніці уже два з половиною століття. Експериментальні дослідження незв'язних ґрунтів, досвід реального проектування, числове моделювання процесу деформування піщаних ґрунтів в широкому інтервалі навантажень показав, що гіпотеза забезпечує надійні рішення в межах лінійної ділянки графіка  $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$ . Подальше навантаження зумовлює нелінійні процеси деформування ґрунту, тому на цьому інтервалі дану залежність слід уточнювати шляхом введення додаткових параметрів ґрунту, які враховують зміну його об'єму при зрізі.

Автором цієї публікації запропоновано для пальових фундаментів використати поверхню навантаження спочатку конус, а при досягненні гідростатичного тиску 2,0 МПа, перейти на циліндр (критерії Губера - Мізеса) і доповнити ці залежності шляхом введення коефіцієнтів дилатансії і контрактансії, а саме модифікувати поверхню навантаження в меридіальному і девіаторному перерізах.

На даному етапі досліджень заміна поверхні навантаження з конуса на циліндр пропонується виконувати при гідростатичному тиску  $\sigma_m > 2\text{МПа}$ . В девіаторному перерізі рекомендується використовувати середнє значення радіуса вписаного і описаного кола піраміди, що зменшить кількість сингулярних точок при числовому моделюванні процесу нелінійного деформування ґрунтів.

Таке доповнення дозволяє моделювати напружено-деформований стан незв'язних ґрунтів в широкому діапазоні навантажень і дана методика успішно використана при проектуванні Запорізької АЕС, Рівненської АЕС, Хмельницької АЕС, будівництві конфаймента Чорнобильської АЕС, Олімпійський стадіон у Києві та інші відповідальні об'єкти реконструкції і реставрації ХХІІ ст. в м.Києві, в м.Каневі, в м.Путівлі, в с.Зимне Волинської обл., в с.Водяне Харківської обл., в м.Новгород-Сіверський Чернігівської обл. Усього біля 20 пам'яток культури і архітектури України.

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Гіпотеза Ш.О.Кулона про зв'язок дотичних і нормальних напружень через кут внутрішнього тертя ґрунтів успішно працює в інженерних розрахунках в межах закону Гука. Зростання навантаження зумовлює появу нелінійних деформацій, які супроводжуються зміною об'єму ґрунту в полосі локалізації деформацій, на бічній поверхні палі, на потенційній поверхні руйнування схилу та інших випадках розв'язання геотехнічних задач. Для коректного опису нелінійного процесу деформування ґрунтів необхідно вводити параметри дилатансійної теорії.
2. При визначенні параметрів деформування ґрунтового середовища необхідно напружено-деформований стан при випробуваннях ґрунтів в лабораторії наближати до реальних умов взаємодії фундаментів будівель чи споруд з основою. Для реалізації цієї задачі в КНУБА (1963 рік, м.Київ) був розроблений вісесиметричний зрізний прилад з можливістю кінематичного навантаження, що дозволяє визначати кут внутрішнього тертя ґрунту при ковзанні (малі деформації, 1-2мм). Продовження навантаження забезпечує можливість фіксувати кут внутрішнього тертя кочення (значні деформації, >5мм). При спеціальній підготовці зразка ґрунту можна отримати фото полоси локалізації деформацій. Ця методика має переваги, бо параметри визначаються на одному зразку ґрунту, відсутня попередньо задана поверхня зрізу, а процес його деформування максимально наближений до реальних умов.
3. Аналіз результатів випробувань піску середньої крупності, середньої щільності, маловологого, однорідного на кількох приладах, а саме: - одноплощинний зрізний (ОЗ), вісесиметричний зрізний (ВЗ) та стабілометричний зрізний (СЗ) показали, що значення кута внутрішнього тертя ґрунтів суттєво відрізняються в залежності від його конструкції відповідно: ОЗ - 28°; ВЗ-36°; СЗ- 40°. Цей факт рекомендується враховувати при проектуванні геотехнічних об'єктів.
4. В механіці ґрунтів відомо, що зріз чи зсув ґрунтового середовища відбувається при критичній пористості, тобто щільний ґрунт спочатку розпушується, а потім відбувається зріз, пухкий ґрунт навпаки спочатку доущільнюється, а потім відбуваються його зміщення. Цей факт можна пояснити, що в ґрунтовому середовищі проявляються ефекти дилатансії і контрактансії. А тому ці процеси слід обов'язково враховувати при моделюванні пружно-пластичного деформування ґрунтів до його зрізу чи зсуву.
5. Варто наголосити на перевагу вісесиметричного зрізного приладу. Вона полягає в

тому, що в ньому є можливість зафіксувати форму полоси локалізації деформацій і кількісно оцінити процес зміни об'єму ґрунтового середовища при зрізі за спеціально розробленими методиками.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко И.П. Пластическое течение дилатирующих грунтов в основании свайных фундаментов / И.П.Бойко, А.Е.Дельник // *VI Всес. съезд по теорет.и прикладной механике. Тез.докл.* –Ташкент: ФАН. – 1986. – 120 с.
2. Калюх Ю.І. Прикладна реалізація моделей ґрунтового середовища в геотехніці: від моделей БіО до моделей граничної рівноваги / Ю.І. Калюх, О.А. Клименко, Я.О. Берчун // *Математичне моделювання в економіці.* – К: Будівельник. – 2016. – Вип. 3-4. – 27с.
3. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Бойко Игорь Петрович. – М.: НИИОСП, 1988. – 372с.
4. Бойко И.П. Исследование взаимодействия заглубленного упругого штампа с физически нелинейным основанием с учетом трения на контакте / И.П.Бойко, В.С.Нечипоренко, А.В.Обухов // *V Всес.конф. по статике и динамике пространственных конструкций: Тез. Докл.* – К.: КИСИ. – 1985. – С.28.
5. Бойко І. Ідентифікація параметрів ґрунту на основі натурних випробувань паль. / І. Бойко, Л. Скочко, М. Хоронжевський // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник.* – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 9-18. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.9-18.
3. Boyko I.P. (1988). *Svajnye fundamenty na nelinejno-deformiruemom osnovanii* [Pile foundations on a non-linearly deformable base]. *Dys. doktora tekhn. nauk: 05.23.02.* Moscow: NIIOSP, 372 (in Russian).
4. Boyko I.P., Nechiporenko V.S., Obukhov A.V. (1985). *Yssledovanye vzaemodeistviya zahlublennoho uprugohto shtampa s fizychesky nelyneynym osnovanyem s uchetom treniya na kontakte* [Study of the interaction of a buried elastic stamp with a physically nonlinear base, taking into account friction at the contact]. *V Vses.konf. po statyke y dynamyke prostranstvennykh konstruksiyi: Tez. Dokl.* Kyiv: KIBY, 28 (in Russian).
5. Boyko I., Skochko L., Khoronzhevskiy M. (2021). *Identifikatsia parametriv gryntiv na osnovi rezyltativ natyrnih vuprobuvan pal* [Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 42, 9-18 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.9-18.

### Peculiarities of using the hypothesis of S.O. Kulon for soil dispersed sediments

Igor Boyko

**Summary.** The publication is devoted to the outstanding French scientist Charles Auguste Coulomb, who 250 years ago (1773) proposed a hypothesis that relates tangential and normal stresses through the angle of internal friction of soils. This hypothesis provides reliable results while maintaining Hooke's law. Beyond this law, it is necessary to take into account the property of the soil medium, namely the change in volume during shearing or displacement of soils, which requires the introduction of additional dilatancy parameters.

It is known that there are two types of friction in nature: sliding and rolling friction. At certain values of deformation in the soil medium, sliding friction, which is characterised by the traditional value of the internal friction angle, initially appears in certain zones of the soil medium at low deformations. Further increase in deformation causes rolling friction, which is characterised by a different value of the internal friction angle, almost one third less than the traditional value of the internal friction angle of the soil. This fact must be taken into account when performing numerical modelling of a dispersed soil

## REFERENCES

1. Boyko I.P., Delnyk A.E. (1986). *Plasticheskoe techenye dylatiruiushchykh hruntov v osnovanyu svainykh fundamentov* [Plastic flow of dilating soils at the base of pile foundations]. *VI Vses. sezd po teoret.y prykladnoi mekhanyke. Tез.dokl.* Tashkent: FAN, 120 (in Russian).
2. Kaliukh Yu.I., Klymenko O.A., Berchun Ya.O. (2016). *Prykladna realizatsiia modelei hruntovoho seredovysycha v heotekhnitsi: vid modelei BiO do modelei hranychnoi rivnovahy* [Applied implementation of models of the soil environment in geotechnics: from biophysical models to limit equilibrium models]. *Matymatychne modelivannia v ekonomitsi.* Kyiv: Budivelnyk, 3-4, 27 (in Ukrainian).

medium from the beginning of loading to its failure. In this publication, we discuss the methodology for finding the parameters of the dilatancy theory to reveal the elastic-plastic deformation of cohesionless soils based on experimental results. Recommendations are given on the use of the Coulomb hypothesis in engineering calculations and on the relationship between tangential and normal stresses through the angle of internal friction of soils. For a correct description of the nonlinear process of soil deformation, it is necessary to use the parameters of the dilatancy theory, which can be investigated on an axisymmetric shear tester.

The results of tests of sand of medium size, medium density, low-moisture, homogeneous on several devices showed that the values of the angle of internal friction of soils differ depending on the design of the device. This fact is recommended to be taken into account when designing geotechnical facilities.

**Key words.** Coulomb's hypothesis, axisymmetric shear device, sliding, rolling friction, numerical modelling, cone, cylinder, dilatancy, contractility.

### Particularités de l'utilisation de l'hypothèse de S.O. Coulomb pour les sédiments dispersés dans le sol

*Igor Boyko*

**Summary.** Cette publication est consacrée à l'éminent scientifique français Charles Auguste Coulomb qui, il y a 250 ans (1773), a proposé une hypothèse qui relie les contraintes tangentielles et normales à travers l'angle de frottement interne des sols. Cette hypothèse permet d'obtenir des résultats fiables dans les limites de la loi de Hooke. Au-delà de cette loi, il est nécessaire de prendre en compte la propriété du milieu sol, à savoir le changement de volume lors du cisaillement ou du déplacement des sols, ce qui nécessite l'introduction de paramètres de dilatation supplémentaires.

On sait qu'il existe deux types de frottement dans la nature : le frottement de glissement et le frottement de roulement. Pour certaines valeurs de déformation dans le sol, le frottement de glissement, caractérisé par la valeur traditionnelle de l'angle de frottement interne, apparaît d'abord dans certaines zones du sol à faibles déformations. L'augmentation de la déformation entraîne un frottement de roulement, caractérisé par une valeur différente de l'angle de frottement interne, inférieure de près d'un

tiers à la valeur traditionnelle de l'angle de frottement interne du sol. Ce fait doit être pris en compte lors de la modélisation numérique d'un sol dispersé, du début de la charge jusqu'à sa rupture. Dans cette publication, nous discutons de la méthodologie pour trouver les paramètres de la théorie de la dilatation pour révéler la déformation élastique-plastique des sols sans cohésion sur la base de résultats. Des recommandations sur l'utilisation de l'hypothèse de Coulomb dans les calculs d'ingénierie et sur la relation entre les contraintes tangentielles et normales à travers l'angle de frottement interne des sols sont données. Pour une description correcte du processus non linéaire de déformation du sol, il est nécessaire d'utiliser les paramètres de la théorie de la dilatation, qui peut être étudiée sur un testeur de cisaillement axisymétrique.

Les résultats des essais de sable de taille moyenne, de densité moyenne, à faible humidité, homogène sur plusieurs appareils ont montré que les valeurs de l'angle de frottement interne des sols différent en fonction de la conception de l'appareil. Il est recommandé de tenir compte de ce fait lors de la conception des installations géotechniques.

**Key words.** hypothèse de Coulomb, dispositif de cisaillement axisymétrique, glissement, frottement de roulement, modélisation numérique, cône, cylindre, dilatation, contractilité.

*P.S. Подяка моїм онукам, Теодору і Оресту, за підготовку публікації до друку і переклад анотації на французьку мову.*

## Дослідження напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій при визначенні вертикальної жорсткості паль за допомогою різних програмних комплексів

Василь Підлуцький<sup>1</sup>, Олександр П'ятков<sup>2</sup>, Василь Беган<sup>3</sup>

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

<sup>1</sup>pidlutskyi.vl@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1936-3990

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

<sup>3</sup>began.vasya@gmail.com, orcid.org/0009-0008-0357-5762

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.15-28

**Анотація.** Представлено результати числового моделювання взаємодії багатоповерхової будівлі, на пальовому фундаменту, з ґрунтовою основою в ПК «Ліра-САПР». Виконано порівняння напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій при різних методах визначення вертикальної жорсткості ( $R_z$ ) в одновузлових скінченних елементах СЕ 57 (цей СЕ призначений для моделювання роботи палі разом з ґрунтом, який її оточує, аналог СЕ 56, та може реалізувати взаємозв'язок з системою ГРУНТ). Палі змодельовано ланцюжком одновузлових СЕ 57, з'єднаних вертикальними стержнями.

У першому варіанті виконано розрахунок будівлі в ПК «Ліра-САПР». Для визначення вертикальних жорсткостей в СЕ 57 створено модель ґрунту з фізико-механічними характеристиками та задано нашарування відповідно до інженерно-геологічного розрізу в системі «ГРУНТ». Розрахунок вертикальних жорсткостей виконано з урахуванням взаємного впливу та за моделлю умовного фундаменту.

У другому варіанті визначення вертикальних жорсткостей ( $R_z$ ) в СЕ 57 виконано за допомогою ПК «Plaxis 3D». Загальна модель надземних конструкцій, фундаментів та всі необхідні навантаження було створено в ПК «Ліра-САПР», після цього виконано експорт в ПК «Plaxis 3D», в якому попередньо було змодельовано основу у вигляді тривимірного ґрунтового масиву (з характеристиками та потужностями шарів аналогічно до створеного в системі ГРУНТ) з моделлю поведінки «Hardening soil». Після імпорту в ПК «Plaxis 3D» виконано розрахунок системи «Основа-Фундамент-Надземні конструкції» та



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



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



**Василь Беган**  
магістр кафедри  
геотехніки

експорт отриманих значень вертикальних жорсткостей ( $R_z$ ) в СЕ 57 в ПК «Ліра-САПР». Після експорту «уточнених» значень вертикальних жорсткостей в ПК «Ліра-САПР» виконано загальний статичний розрахунок та порівняння НДС фундаментних конструкцій з першим варіантом розрахунку.

Встановлено, що вертикальні жорсткості в СЕ 57 в першому варіанті більші, ніж у другому, відповідно загальні переміщення для першого варіанту менші. Показано важливість використання зв'язку «Ліра-САПР» з ПК «Plaxis 3D» або іншими спеціалізованими геотехнічними програмними комплексами для отримання більш точних результатів взаємодії системи «основа-

фундамент-надземні конструкції» в зв'язку з можливістю використання нелінійних моделей ґрунту, за допомогою яких можна краще описати поведінку основи.

**Ключові слова.** Числове моделювання, пильовий фундамент, ПК «Ліра-САПР», ПК «Plaxis 3D», CE 57, Hardening soil model.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Для передачі навантажень від надземних конструкцій на основу найчастіше використовують пильові фундаменти. При розрахунку вертикальних жорсткостей пильових фундаментів важливо врахувати не тільки взаємний вплив палей, але й нелінійну роботу основи. В багатьох сучасних програмних комплексах, які використовують для розрахунку надземних конструкцій, немає можливості врахувати особливості поведінки основи (зміна жорсткості в залежності від рівня напружень, консолідація, дилатансія тощо). Деякі з цих особливостей можна врахувати в програмних комплексах, які призначені для геотехнічних розрахунків, наприклад, такі як «Plaxis», «Midas GTX NX», «Z-Soil» та інші, але у них не так зручно моделювати та аналізувати результати розрахунків надземних конструкцій.

Важливим етапом є правильне визначення жорсткості фундаментів, тому що це впливатиме на весь надземний каркас і в свою чергу на необхідну площу армування конструкцій. Якщо жорсткості визначено невірно, то це може привести до перевитрат матеріалів (в кращому випадку) або до руйнування конструкцій.

Для вирішення цієї проблеми було досліджено зв'язок ПК «Ліра-САПР» з ПК «Plaxis 3D» та показано важливість використання саме геотехнічних програм для визначення вертикальних жорсткостей палей.

## МЕТА РОБОТИ

Виконати порівняння НДС фундаментних конструкцій, в яких вертикальні жорсткості палей визначені за допомогою різних програмних комплексів. Показати важливість використання спеціалізованих

геотехнічних програмних комплексів, в яких є можливість врахувати нелінійну поведінку ґрунту, для визначення вертикальної жорсткості палей та порівняти результати.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В програмному комплексі «Ліра-САПР» було створено числову модель багатоповерхової каркасно-монолітної будівлі за допомогою стержневих (CE 10) та пластинчастих (CE 44) елементів (рис. 1). Палі змодельовано ланцюжком одноузлових CE 57, з'єднаних між собою вертикальними стержнями (CE 10) (рис. 2). Довжина палей – 10 м, форма поперечного перерізу – круг діаметром 620 мм.

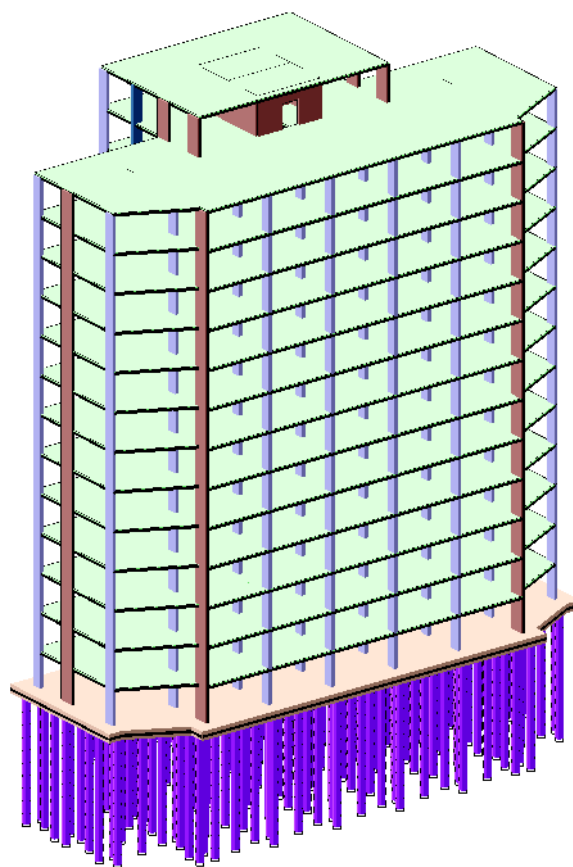


Рис.1. Загальний вигляд розрахункової моделі надземних конструкцій в ПК «Ліра-САПР».

Fig.1. General overview of the computational model for above-ground structures in «Lira-SAPR» software.

Ґрунтовий масив у системі ҐРУНТ задано відповідно до інженерно-геологічного розрізу, який наведено на Рис. 6. Параметри ґрунтів задано згідно з таблицею 1 інженерно-геологічних вишукувань.

Модель ґрунту, створена в ПК «Ліра-САПР», наведена на Рис. 3. В програмному комплексі «Plaxis 3D» було створено модель ґрунтового масиву (Рис. 4) розмірами 100x85x35 м.

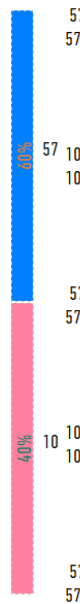


Рис.2. Загальний вигляд скінченних елементів які моделюють роботу палі в ПК «Ліра-САПР».

Fig.2. General representation of finite elements modeling the behavior of pile in «Lira-SAPR» software.

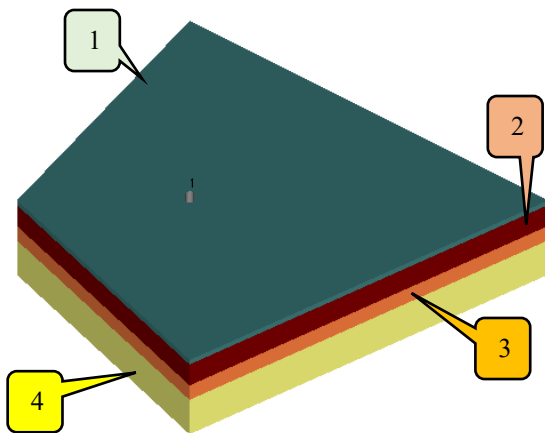


Рис.3. Модель ґрунту в ПК «Ліра-САПР».

Fig.3. Soil model in «Lira-SAPR» software.

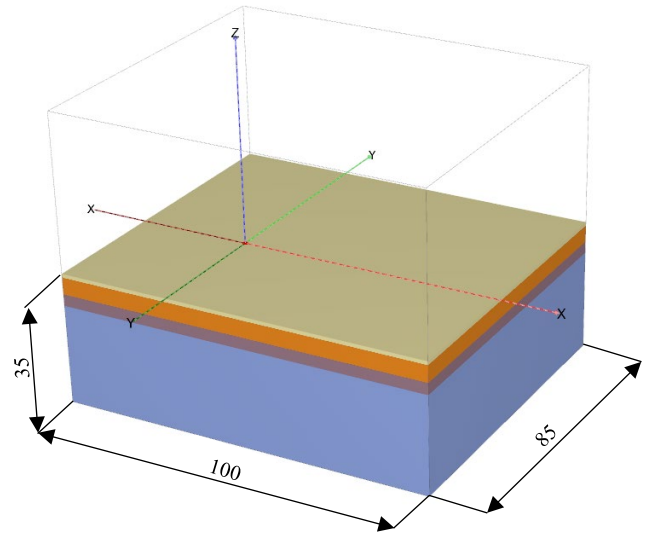


Рис.4. Модель ґрунту в ПК «Plaxis 3D».

Fig.4. Soil model in «Plaxis 3D» software.

Наступним етапом був експорт моделі з ПК «Ліра-САПР» в ПК «Plaxis 3D» з врахуванням заданих навантажень та призначених жорсткостей конструкцій. Після експорту було створено 7 фаз, для моделювання стадій будівництва. Загальний вигляд системи «основа-фундамент-надземні конструкції» в ПК «Plaxis 3D» наведено на Рис. 5.

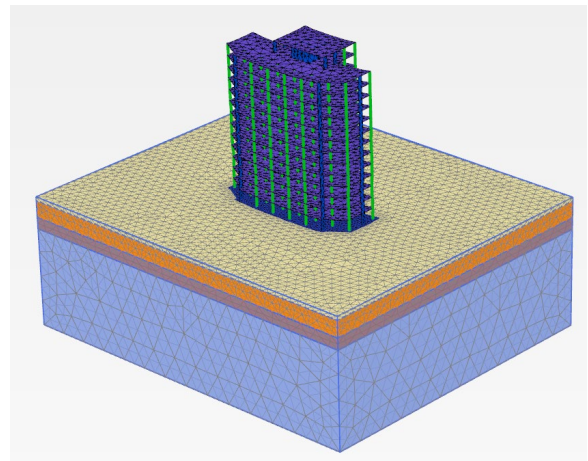


Рис.5. Загальний вигляд системи «Основа-Фундамент-Надземні конструкції» в ПК «Plaxis 3D».

Fig.5. The overall view of the «Soil-Foundation-Structure» system in «Plaxis 3D» software.

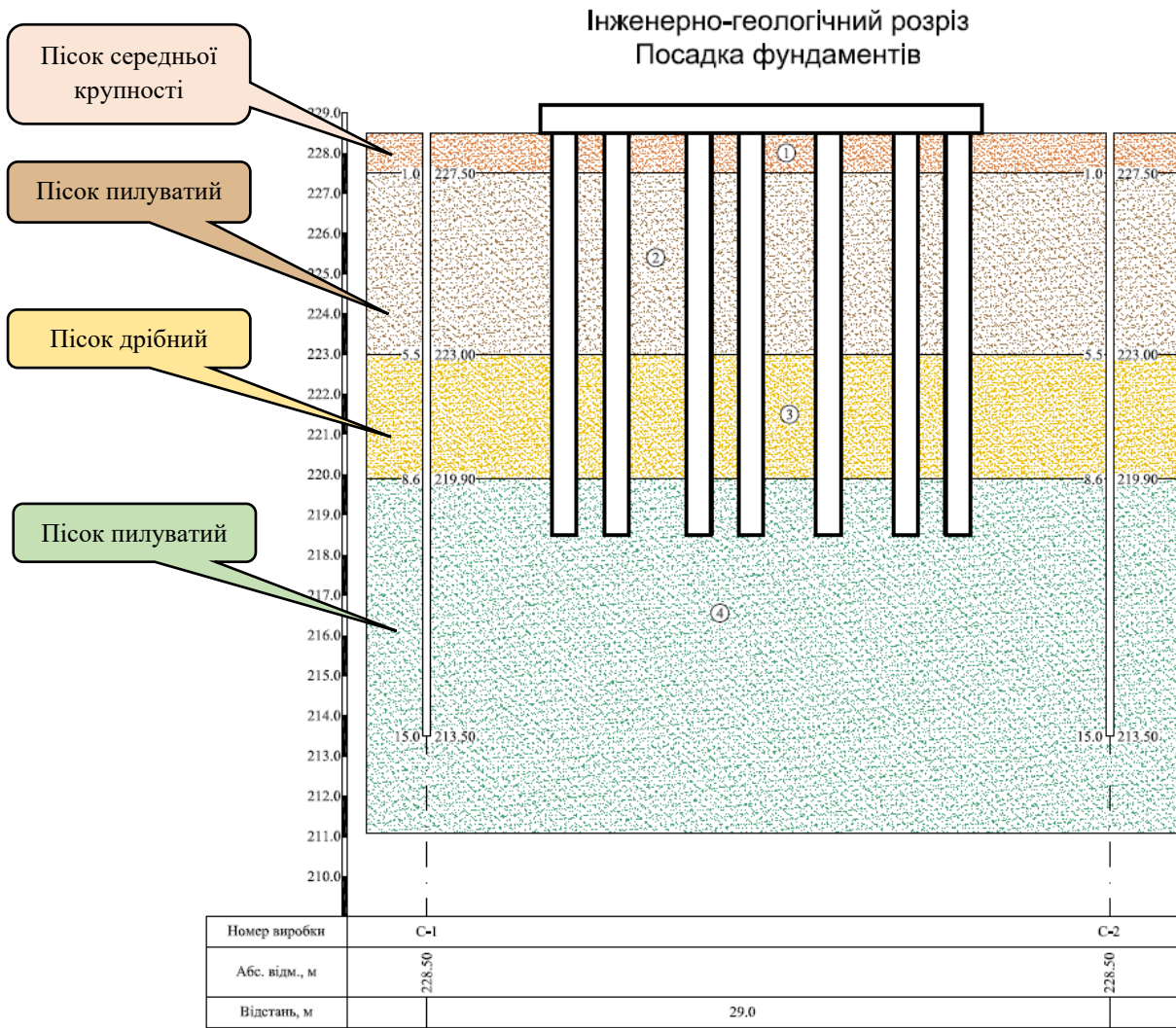


Рис.6. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка фундаментів.  
Fig.6. Engineering-geological cross-section of the construction site and foundation placement.

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

ІГЕ	Щільність, $\rho$	Коеф. пористості, $e$	Коеф. Пуассона, $\nu$	Параметри міцності				Параметри жорсткості					Параметри початкового НДС		
				$\varphi$	$C$	$R_f$	$\psi$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}$	$E_{ur}$	$\nu_{ur}$	$m$	$p_{ref}$	$K_0^{nc}$	$OCR$
	г/см <sup>3</sup>	—	—	°	кПа	—	°	МПа	МПа	МПа	—	—	кПа	—	—
1	1.92	0.6	0.33	32	7.8	0.66	6.1	32.1	25.7	121.1	0.2	0.71	50	0.38	1
2	1.89	0.66	0.33	24.9	12.3	0.74	5.1	14.1	11.3	117.3	0.2	0.88	50	0.5	1
3	1.95	0.58	0.33	30.3	11.2	0.76	6.5	13.3	10.4	117.3	0.2	0.76	60	0.41	1
4	2.01	0.55	0.33	26.8	5.1	0.67	5.6	64	31.6	192	0.2	0.57	150	0.45	1

Hardening Soil Model

Важливу роль в сучасному геотехнічному проектуванні відіграють числові методи розрахунку. Сучасні будівлі мають складну просторову форму, нерівномірний розподіл навантажень і взаємодіють з неоднорідними за будовою та властивостями ґрунтовими основами. Врахування всіх цих факторів можливе тільки при застосуванні числового моделювання.

Однією з найбільш універсальних моделей, яка реалізована в багатьох програмних комплексах, є модель ґрунту, який зміцнюється, Hardening Soil (HS). Окремі положення даної моделі сформовані більше 50-ти років назад в роботах іноземних дослідників, але свій остаточний вигляд модель прийняла в 1999 році.

Основною особливістю цієї моделі є прийнята гіперболічна залежність між вертикальними деформаціями  $\varepsilon_1$  та девіаторним напруженням  $\sigma_1 - \sigma_3$  при першому тривісному навантаженні (Рис.7).

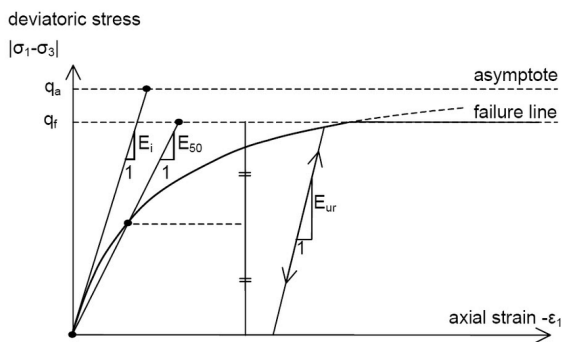


Рис.7. Графік залежності деформації від девіаторного напруження в моделі HS.

Fig.7. Graph of strain versus deviatoric stress in the HS model..

Дана залежність описується наступною формулою:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, \quad (1)$$

де  $\varepsilon_1$  – відносні деформації,  $E_i$  – початковий модуль деформації,  $q_a$  – поточне значення девіатора напружень,  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  – граничне (асимптотичне) значення опору зсуву.

Початковий модуль деформації визначається в залежності від сікучого модуля деформації при 50%-вій міцності (2):

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f}, \quad (2)$$

Де  $E_{50}$  – січний модуль деформації,  $R_f$  – відношення між розрахунковим та асимптотичним значенням опору зсуву. Таким чином, для побудови залежності деформацій від напружень в моделі використовується гіперболічна залежність, параметрами якої є граничне значення опору зсуву і сікучий модуль деформації.

Всі параметри моделі Hardening Soil можуть бути умовно розділені на декілька груп. До першої групи відносяться параметри, які характеризують поведінку моделі при деформуванні – опорні значення модулів деформації  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  та коефіцієнт Пуассона  $\nu_{ur}$ . Всі ці параметри отримують на основі тривісних випробувань зразків ґрунту.

До другої групи відносяться параметри міцності – кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення, кут дилатансії. Модель Hardening Soil використовує параметри міцності, аналогічні моделі Мора – Кулона. Відповідно, параметри міцності є константами, які визначають поведінку ґрунту при зсуві, а їх величина залежить виключно від типу ґрунту.

Найбільш цікавою є третя група параметрів, яка відповідає за «калібрування» моделі і достовірність опису поведінки реального ґрунту. До цих параметрів відноситься опорний тиск та степеневий показник жорсткості від рівня напруги.

Індексом «ref» позначено всі характеристики, які визначені в ході випробувань зразка в умовах природного залягання, тобто при всебічному обтисненні  $p_{ref}$ . Рекомендоване значення складає 100 кПа, але при реальних випробуваннях його необхідно приймати в залежності від глибини отриманого зразка.

Степеневий показник жорсткості  $m$  – один з основних параметрів моделі, який визначає наскільки змінюється жорсткість при

зміні всебічного тиску. Визначення даного параметру, по результатах лабораторних випробувань, необхідно виконувати на основі компресійної залежності або на основі тривісного тиску, виконаному при різних значеннях бокового тиску.

Визначення вертикальної жорсткості паль в ПК «Ліра-САПР»

Жорсткість ґрунтової основи, що оточує палю, концентрується в одновузлових скінченних елементах типу 57 (CE 57), які з'єднуються вертикальними стержнями, що моделюють тіло палі.

Розрахунок вертикальної жорсткості палі за теоретичними значеннями осідання та несучої здатності. Під час розрахунку жорсткості паль цим способом вертикальна жорсткість ґрунтової основи розподіляється по довжині палі пропорційно граничній теоретичній несучій здатності ґрунту  $F_d$ , обчисленій за формулою (1):

$$F_d = R \cdot A \cdot \gamma_{R,R} \cdot \gamma_C + \sum_{i=1}^n f_i \cdot u \cdot h_i \cdot \gamma_{R,f} \cdot \gamma_C, (1)$$

де  $R$  – розрахунковий опір ґрунту під п'ятою палі,  $f_i$  – розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту по бічній поверхні,  $h_i$  – його ширина,  $A$  – площа п'яти палі,  $u$  – периметр стовбура палі.

Тоді жорсткість ґрунту під п'ятою палі обчислюється за формулою (2):

$$EA_{п'яти} = \frac{R \cdot A \cdot \gamma_{R,R} \cdot \gamma_C}{S_{Fd}}, (2)$$

А жорсткість  $i$ -го шару ґрунту вздовж довжини палі обчислюється за формулою (3):

$$EA_i = \frac{f_i \cdot u \cdot h_i \cdot \gamma_{R,f} \cdot \gamma_C}{S_{Fd}}, (3)$$

де  $S_{Fd}$  – теоретичне осідання палі при

навантаженні  $F = F_d$ .

Теоретичне значення осідання палі для одниничної плити без розширення п'яти визначається за наступною формулою:

$$s_{Fd} = \beta \cdot \frac{F_d}{G_1 \cdot l}, (4)$$

З врахуванням взаємовпливу осідання  $i$ -ї палі визначається за формулою (5):

$$s_i = s(N_i) + \sum_{j \neq i} \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l}, (5)$$

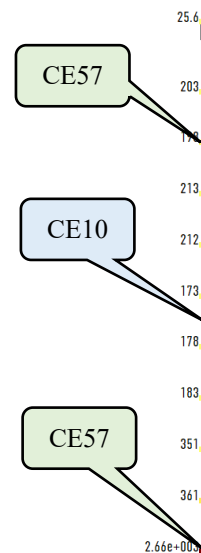


Рис.8. Розподіл значень вертикальної жорсткості ( $R_z$ ) в кожному CE 57 по всій висоті палі.

Fig.8. Distribution of the vertical bearing capacity values ( $R_z$ ) in each FE 57 along the entire pile height.

Загальний вигляд конструкцій в рівні ростверку показано на Рис. 9.

Для подальшого порівняння виділено декілька дослідних паль в характерних зонах (кутовій зоні, крайній зоні, зоні ядра жорсткості та в середній зоні).

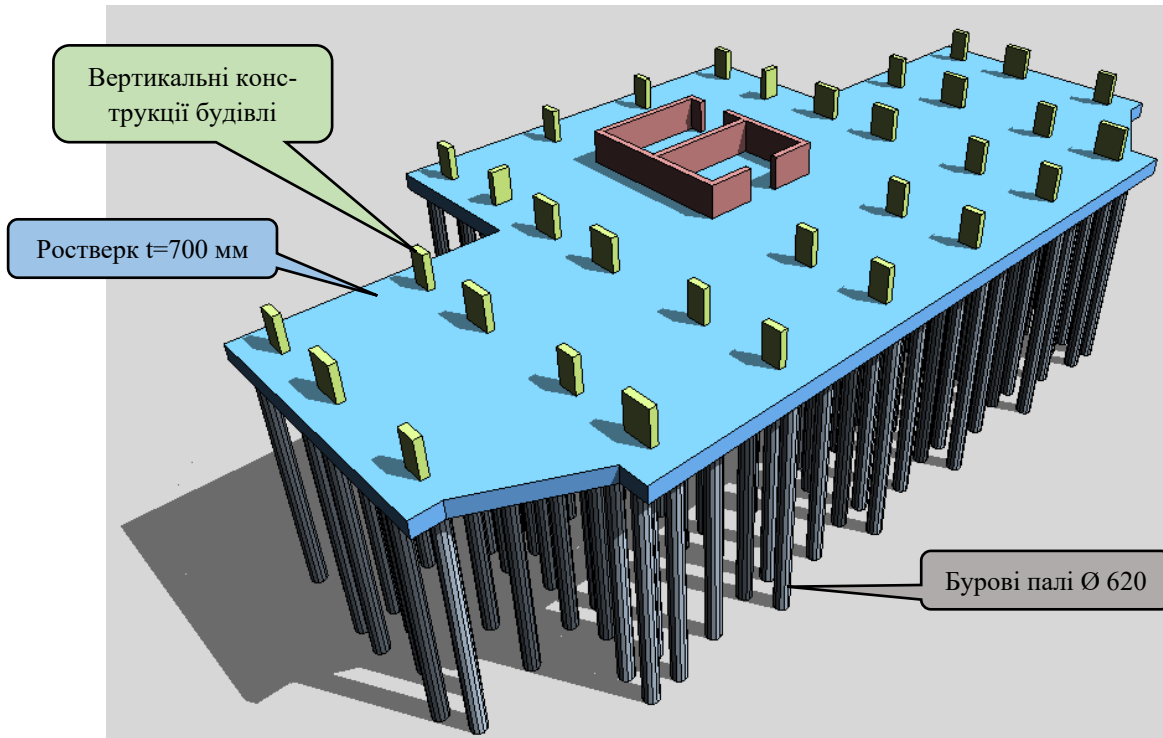


Рис.9. Загальний вигляд фундаментних конструкцій будівлі.  
Fig.9. General view of the building's foundation structures

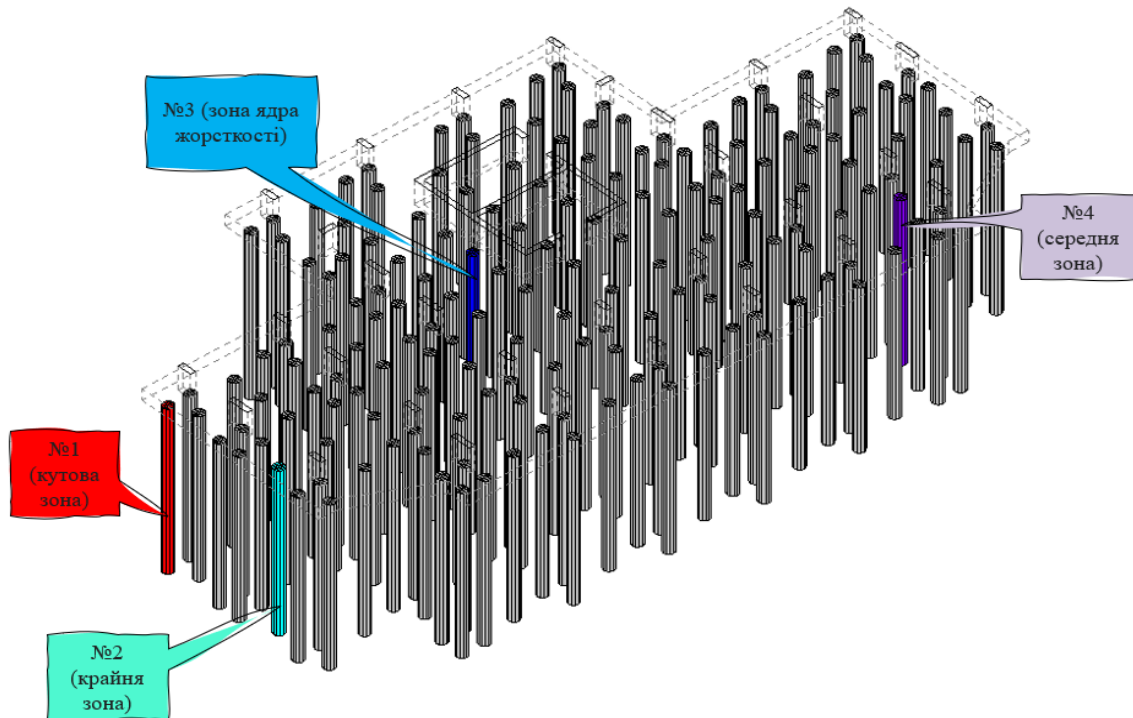


Рис.10. Виділені дослідні групи палей в характерних зонах.  
Fig.10. Selected pilot groups of piles in characteristic areas.

Для другого варіанту розрахункової схеми виконано визначення вертикальних жорсткостей паль в ПК «Plaxis 3D», після імпорту загальної розрахункової схеми з ПК «Ліра-САПР». Загальний вигляд деформованої схеми системи «основа-фундамент-надземні конструкції» з ПК «Plaxis 3D» наведено на Рис. 11.

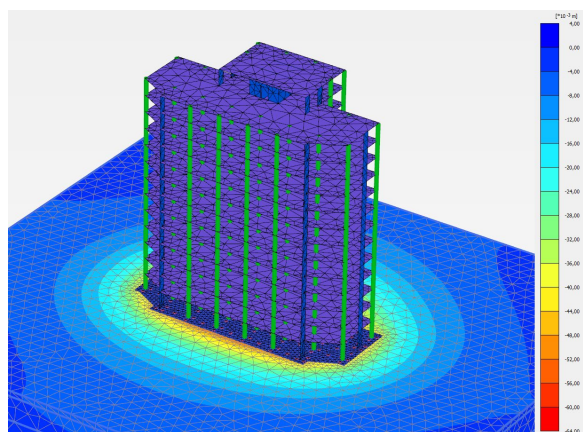


Рис.11. Загальний вигляд деформованої схеми системи «Основа-Фундамент-Надземні конструкції» в ПК «Plaxis 3D».

Fig.11. Overall view of the deformed scheme of the «Soil-Foundation-Structure» system in «Plaxis 3D» software.

Після розрахунку загальної системи в ПК «Plaxis 3D» було передано значення вертикальних жорсткостей в СЕ 57 до ПК «Ліра-САПР» та виконано статичний розрахунок. Значення вертикальних переміщень ростверку наведено на Рис. 15-16 та значення згинальних моментів, які виникають в пластинчастих елементах ростверку на Рис. 17-20.

Також, варто зазначити, що перевагою виконання розрахунків в геотехнічних програмних комплексах є те, що можна виконати аналіз напружено деформованого стану основи. На Рис. 12 показано максимальні деформації основи в перерізі по центру моделі.

Відображення пластичних точок показано на Рис. 13 та пояснення до них наведено на Рис. 14.

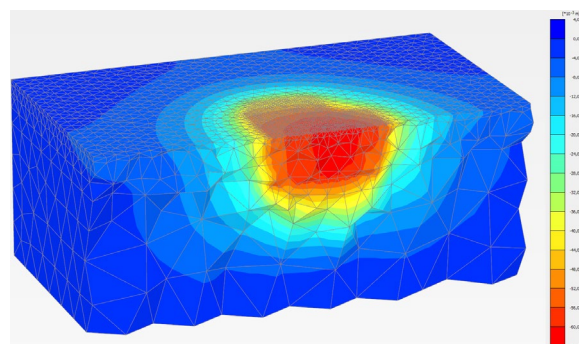


Рис.12. Загальний вигляд деформованої схеми системи «Основа-Фундамент-Надземні конструкції» в ПК «Plaxis 3D».

Fig.12. General view of the deformed scheme of the «Soil-Foundation-Structure» system in «Plaxis 3D» software.

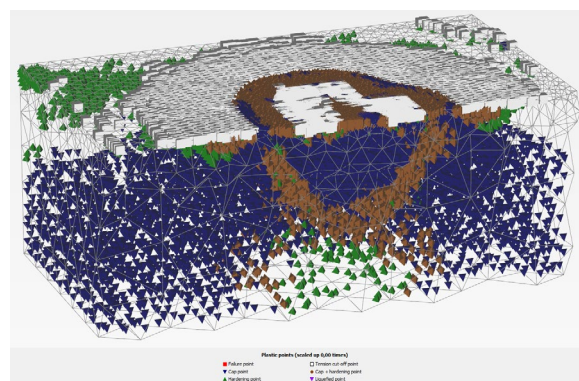


Рис.13. Пластичні точки основи в ПК «Plaxis 3D».

Fig.13. Plasticity points of the soil in «Plaxis 3D» software.

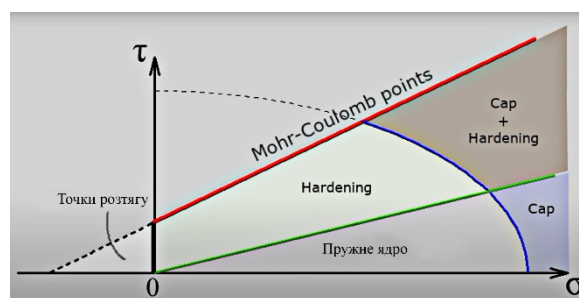


Рис.14. Пояснення до кольорів пластичних точок в ПК «Plaxis 3D».

Fig.14. Explanation of the colors of plastic points in the «Plaxis 3D» software.

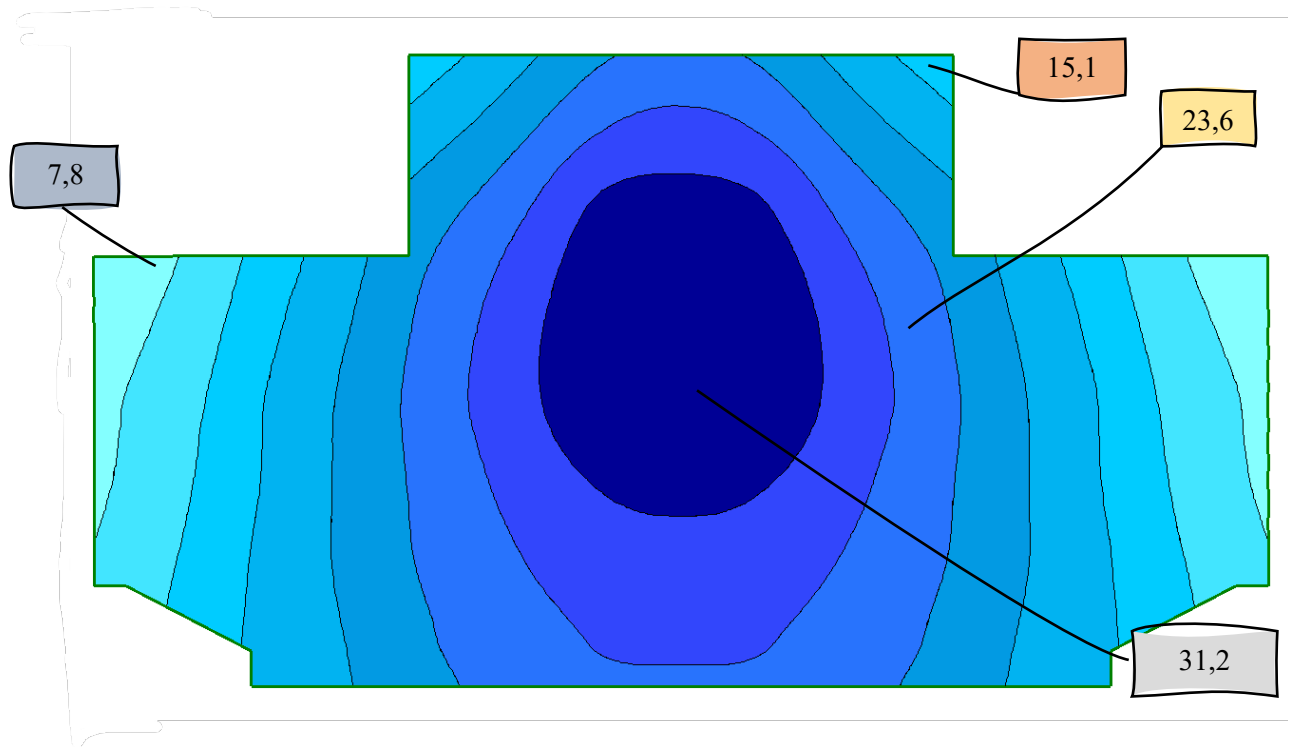


Рис.15. Ізополя вертикальних (вздовж осі Z) переміщень в ростверку для 1-го варіанту розрахунку.  
Fig.15. Contour plot of vertical (along the Z-axis) displacements in the slab for the first calculation variant.

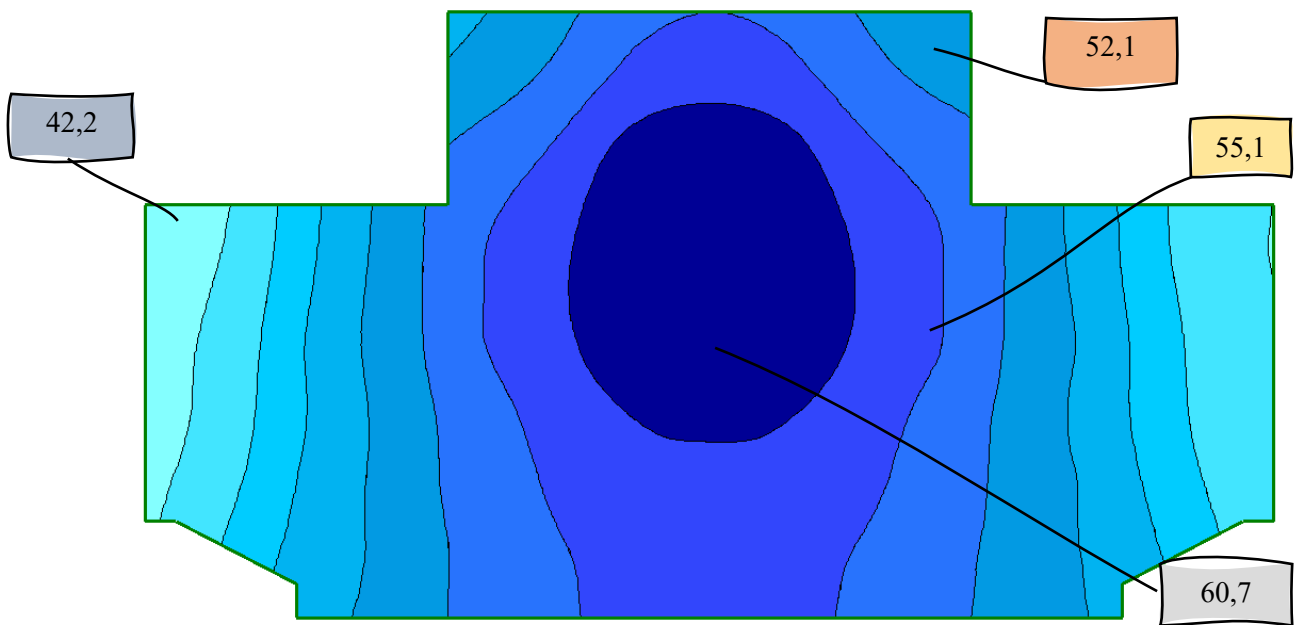


Рис.16. Ізополя вертикальних (вздовж осі Z) переміщень (мм) в ростверку для 2-го варіанту розрахунку.  
Fig.16. Contour plot of vertical (along the Z-axis) displacements in the slab for the second calculation variant.

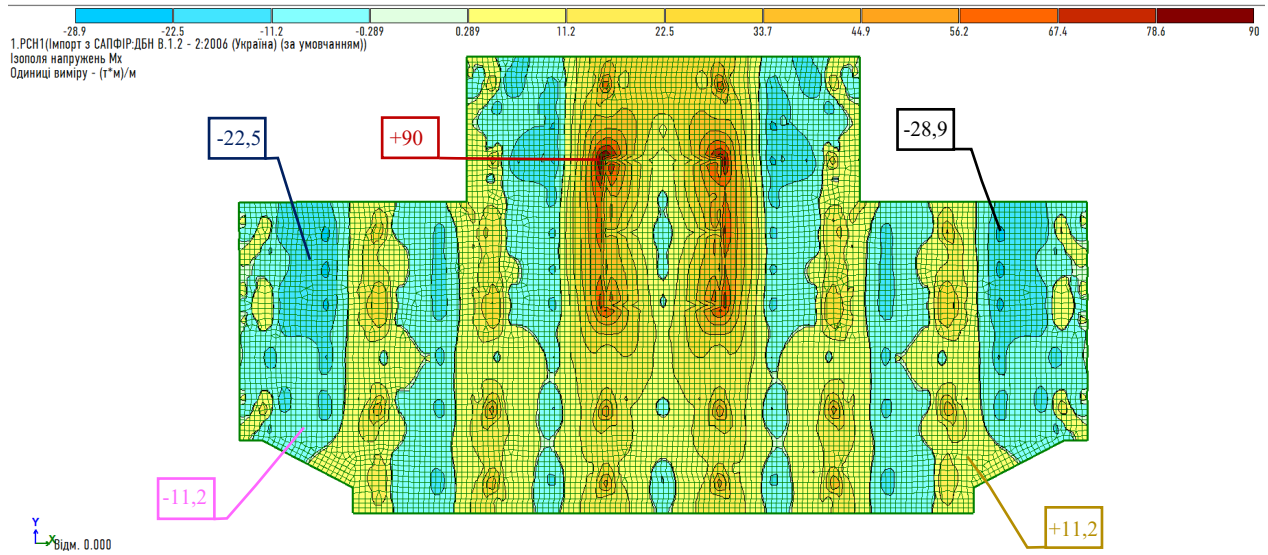


Рис.17. Значення згинальних моментів  $M_x$  в пластинчастих елементах ростверку 1-го варіанту розрахунку ( $\text{тс}^*\text{м}/\text{м}$ ).

Fig.17. The values of bending moments ( $M_x$ ) in the plate elements of the slab for the first calculation variant ( $\text{тс}^*\text{м}/\text{м}$ ).

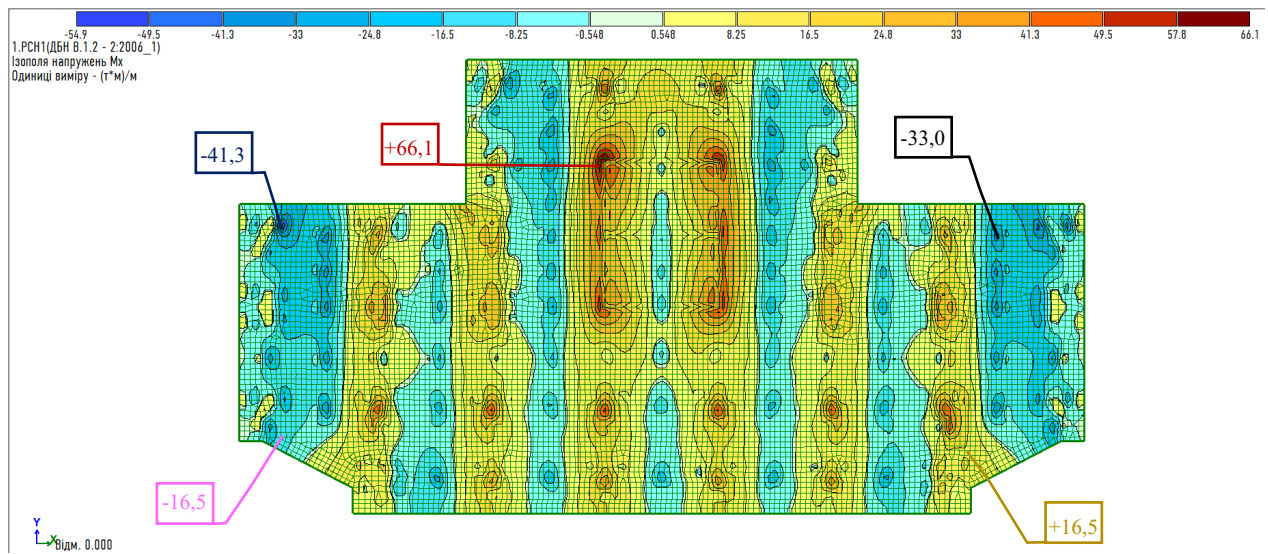


Рис.18. Значення згинальних моментів  $M_x$  в пластинчастих елементах ростверку 2-го варіанту розрахунку ( $\text{тс}^*\text{м}/\text{м}$ ).

Fig.18. The values of bending moments ( $M_x$ ) in the plate elements of the slab for the second calculation variant ( $\text{тс}^*\text{м}/\text{м}$ ).

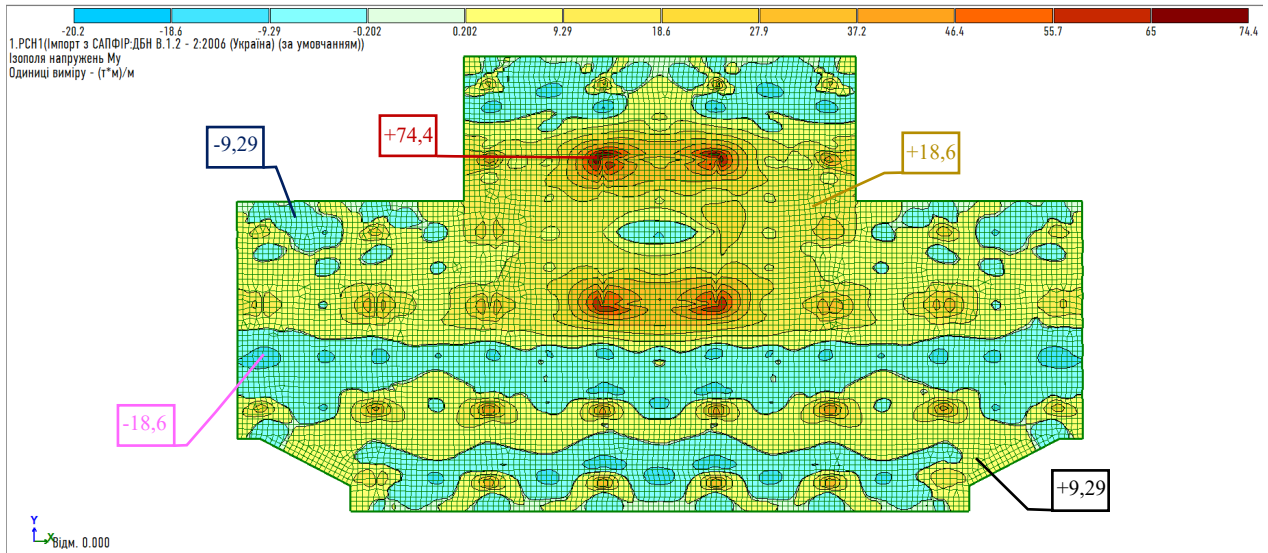


Рис.19. Значення згинальних моментів  $M_y$  в пластинчастих елементах ростверку 1-го варіанту розрахунку ( $\tau^*m/m$ )

Fig.19. The values of bending moments ( $M_y$ ) in the plate elements of the slab for the first calculation variant ( $\tau^*m/m$ ).

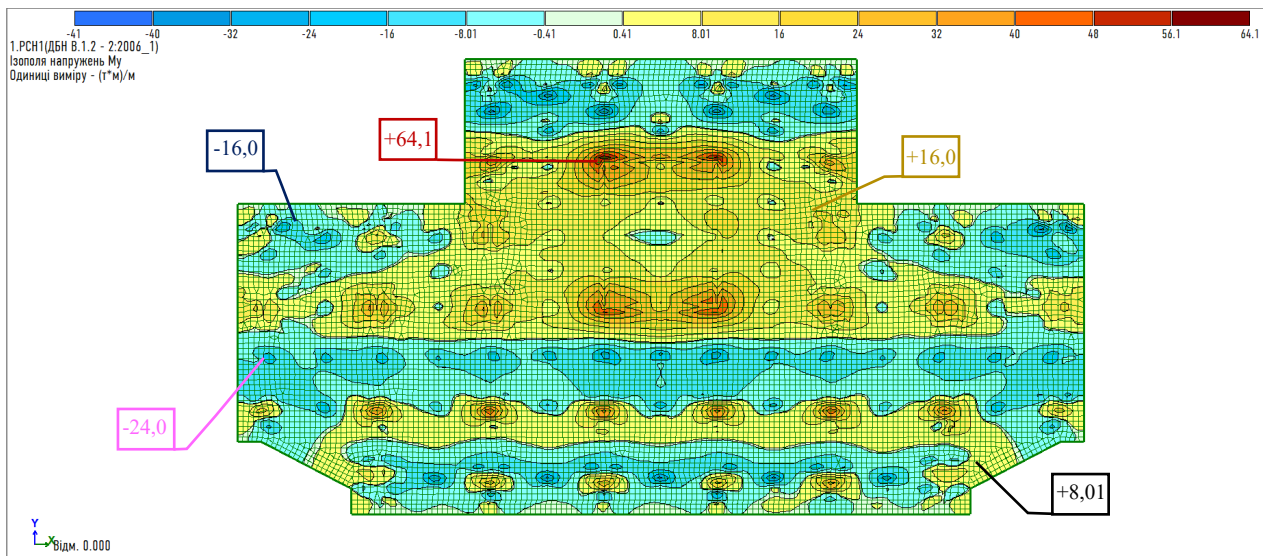


Рис.20. Значення згинальних моментів  $M_y$  в пластинчастих елементах ростверку 2-го варіанту розрахунку ( $\tau^*m/m$ )

Fig.20. The values of bending moments ( $M_y$ ) in the plate elements of the slab for the second calculation variant ( $\tau^*m/m$ ).

В результаті порівняння розрахунків було виявлено, що результати НДС фундаментних конструкцій **1-го варіанту** відрізняються від **2-го варіанту**. Графіки порівняння вертикальних жорсткостей в СЕ 57 для обраних паль наведено на Рис. 21, а порівняння внутрішніх зусиль в даних палях - на Рис.22. Діаграма порівняння значень максимальних згинальних моментів в ростверку та максимальних переміщень та наведені відповідно на Рис. 23-24.



Рис.21. Діаграма порівняння вертикальних жорсткостей в обраних палях для двох варіантів розрахунку.

Fig.21. Diagram comparing vertical stiffness values in selected piles for two calculation variants.

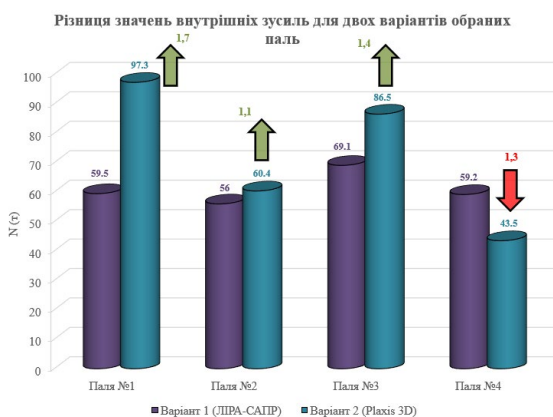


Рис.22. Діаграма порівняння внутрішніх зусиль в обраних палях для двох варіантів розрахунку.

Fig.22. Diagram comparing internal forces in selected piles for two calculation variants.

На графіках показано, що значення вертикальних жорсткостей паль, в **другому варіанті** розрахунку менші, приблизно у 3

рази, ніж у **першому варіанті**, а відповідно значення внутрішніх зусиль ( $N$ ) навпаки більші майже у **1,5 рази**, у **другому варіанті**.

На Рис. 23 показано, що значення моментів в ростверку менші при **другому варіанті** майже у **1,5 рази**, порівняно з **першим варіантом**.

На Рис. 24 показано різницю максимальних значень вертикальних переміщень ростверку для двох варіантів розрахунку. Встановлено, що значення максимальних переміщень ростверку майже в **2 рази** більші у **другому варіанті**.

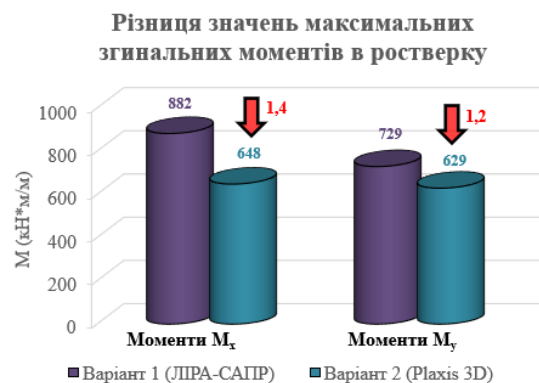


Рис.23. Діаграма порівняння значень максимальних згинальних моментів в ростверку для двох варіантів розрахунку.

Fig.23. Diagram comparing the maximum bending moments values in the grillage for two calculation variants.



Рис.24. Діаграма порівняння значень максимальних переміщень ростверку для двох варіантів розрахунку.

Fig.24. Diagram comparing the maximum vertical displacement in the grillage for two calculation variants.

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено, що значення вертикальних жорсткостей в палях, які визначені для **другого варіанту**, за допомогою спеціалізованого геотехнічного програмного комплексу, суттєво відрізняються від значень жорсткостей, отриманих у **першому варіанті**. Показано, що розподіл жорсткостей має схожий характер в обох варіантах, але самі значення суттєво відрізняються – значення у **2 варіанті** приблизно у **3 рази менші**, ніж у **першому варіанті**.

Показано, що така різниця значень вертикальних жорсткостей найбільше впливає на значення вертикальних переміщень ростверку. Переміщення ростверку для **другого варіанту** майже в **2 рази більші**, ніж у **першому**. Також, це впливає і на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій. Доведено, що при **другому варіанті** значення максимальних згинальних моментів, які виникають в ростверку, менші майже у **1,5 рази**, ніж при **першому варіанті**, але значення внутрішніх зусиль (N) в палях для **другого варіанту** більші у **1,5 рази**, ніж для **першого**.

З'ясовано, що врахування більш складних нелінійних моделей поведінки ґрунту (на прикладі моделі Hardening Soil) суттєво впливає на НДС фундаментних конструкцій, що в свою чергу впливає на необхідну площу армування конструкцій.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І. Числове моделювання взаємодії бруоін'єкційної палі з ґрунтовим масивом при дії статичного вертикального навантаження. / І. Бойко, О. Кривенко // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 9-16.
2. Duncan J.M. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. / J.M. Duncan, C.-Y. Chang // *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. – USA. – 1970. – 96. P.1629-1653.
3. Shanz T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. / T. Shanz, P.A. Vermeer // *Beyond 2000 in*

*Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam. – 1999. – 1.P.281-290.

4. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
5. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.

## REFERENCES

1. Boyko I., Krivenko O. (2021). Chuslove modelivannia vzaiemodii byroinektiinoi pali z gryntovum masivom pru dii statuchnogo vertikalnogo navantajennia [Numerical simulation of interaction continuous flight auger pile with a soil mass under static vertical load]. *Osnovu ta fundamenti: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 43, 9-16 (in Ukrainian).
2. Duncan J.M., Chang C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. USA. 96. P.1629-1653.
3. Shanz T., Vermeer P.A. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam. 1. P.281-290.
4. Osnovy ta fundamenti sporud. Zmina 1: DBN V.2.1–10–2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
5. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkami z yikh osnovoju [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).

**Investigation of the stress-strain state of foundation structures in determining the vertical stiffness of piles using different software systems**

Vasyl Pidlutskyi,  
Oleksandr Piatkov,  
Vasyl Behan

**Summary.** The results of numerical modeling of the interaction between a multi-storey building on a pile foundation and the soil base in the "Lira-SAPR" software are presented. A comparison of the stress-

strain state of foundation structures was performed using different methods for determining vertical stiffness ( $R_z$ ) in single-node FE 57 (this element is designed to model the behavior of a pile together with the surrounding soil, similar to FE 56, and can implement the interaction with the "SOIL" system). Piles were modeled by a chain of single-node FE 57 connected by vertical bars.

In the first variant, the calculation of the building was performed in the "Lira-SAPR" software. To determine the vertical stiffness in FE 57, a soil model with physical-mechanical characteristics was created, and layering was defined according to the engineering-geological cross-section in the "SOIL" system. The calculation of vertical stiffness took into account mutual influence and the model of the conditional foundation.

In the second variant, the determination of vertical stiffness ( $R_z$ ) in FE 57 was carried out using the "Plaxis 3D" software. The overall model of above-ground structures, foundations, and all necessary loads were created in the "Lira-SAPR" software. Subsequently, an export to "Plaxis 3D" was performed, where the soil was previously modeled as a three-dimensional soil mass (with characteristics and strengths of layers similar to those created in the "SOIL" system) using the "Hardening soil" behavior model. After the import into "Plaxis 3D," the analysis of the "Soil-Foundation-Structure" system was conducted, and the obtained values of vertical stiffness ( $R_z$ ) in FE 57 were exported back to "Lira-SAPR". After the export of "refined" values of vertical stiffness to "Lira-SAPR", a general static analysis and comparison of the stress-strain state of foundation structures with the first calculation variant was performed.

It was established that the vertical stiffness in FE 57 in the first variant is higher than in the second, accordingly, the total displacements for the first variant are smaller. The importance of using the connection between "Lira-SAPR" and "Plaxis 3D" or other specialized geotechnical software complexes was demonstrated to obtain more accurate results of the interaction of the "Soil-Foundation-Structure" system due to the possibility of using nonlinear soil models to better describe the behavior of the foundation.

**Keywords:** Numerical modeling, pile foundation, "Lira-SAPR" software, "Plaxis 3D" software, Finite Element 57, Hardening soil model.

## Конструкції буронабивних паль: особливості технології влаштування

Олександр Гаврилюк<sup>1</sup>, Вероніка Жук<sup>2</sup>, Тетяна Диптан<sup>3</sup>

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

<sup>1</sup>gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7252-0679

<sup>2</sup>zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114-3192

<sup>3</sup>dyptan.tv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0003-2852-014X

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.29-37

**Анотація.** Пальові фундаменти на даний час часто використовуються в інженерній практиці. Популярним, серед сучасних видів паль, що застосовуються для влаштування фундаментних конструкцій, безумовно є варіант фундаментів із буронабивних паль. Їх використовують для різних типів споруд: мостів у складі магістралей, міських кільцевих доріг або висотних будівель. Основна проблема в згаданих випадках пов'язана з надійною оцінкою несучої здатності палі та розробкою економічно-ефективного проектного рішення фундаментних конструкцій.

Дослідження, виконані в цьому напрямку, підтверджують, що питання визначення несучої здатності паль залишається актуальним як на етапі розробки надійних проектних рішень, так в процесі пошуку економічно-ефективного варіанту фундаментних конструкцій будівель і споруд.

Врахування конструктивних особливостей буронабивних паль та їх технології влаштування накладають певні складнощі у аналітичні методики визначення несучої здатності одиночної палі по ґрунту.

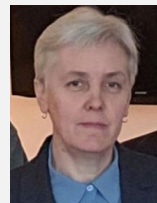
Практика застосування буронабивних паль на майданчиках будівництва з наступним спостереженням за деформаціями показала, що несуча здатність паль по ґрунту, визначена за аналітичною методикою норм, що використовуються на етапі розробки проектних рішень фундаментів, є заниженою, тому загальна кількість паль у фундаменті потребує оптимізації за результатами польових випробувань. Геометричні параметри паль, такі як довжина та діаметр, в деяких випадках також можуть бути зменшені на етапі раціоналізації проектного рішення



**Олександр Гаврилюк**  
асистент  
кафедри геотехніки



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



**Тетяна Диптан**  
старш. викладач  
кафедри геотехніки

пального фундаменту спираючись на результати польових випробувань. Отже, як наслідок, занижена величина несучої здатності буронабивних паль спричиняє збільшення витрат будівельних матеріалів, підвищення собівартості влаштування фундаментних конструкцій та зростання вартості житла для кінцевого споживача.

Проблема надійної оцінки несучої здатності паль по ґрунту залишається актуальним питанням на даний момент, що доводить практика проектування фундаментних конструкцій.

У роботі представлено результати аналізу конструктивних особливостей буронабивних паль, направлених на підвищення їх несучої здатності, а також розглянуто особливості технології їх влаштування, обумовлених як гідро-геологічними умовами будівельного майданчика, так і необхідністю влаштування конструктивних особливостей буронабивної палі.

**Ключові слова.** Пальовий фундамент, паля із застосуванням інвентарних обсадних труб, паля з розширеною п'ятою, паля з ущільненим забоем, технологія влаштування паль.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Вибір параметрів конструкції фундаменту, а також виду паль і типу пальового фундаменту слід проводити виходячи з конкретних умов будівельного майданчика, які характеризуються даними інженерних вишукувань, величинами розрахункових навантажень, що діють на фундамент і забезпечує найбільш повне використання деформаційних характеристик ґрунтів та їх показників міцності, а також ефективне використання фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів, на основі результатів техніко-економічного порівняння можливих варіантів проектних рішень фундаментів, виконаних з урахуванням вимог щодо економічно-ефективного витрачання основних будівельних матеріалів.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У статті [3] представлені деякі практичні приклади пальових фундаментів, споруджених за останні роки в Польщі. Наведено досвід оцінки несучої здатності паль і осідання пальового фундаменту.

Авторами публікації [2] виконано аналіз оцінки осідання буронабивних паль з розширеною п'ятою, використовуючи модуль деформації, отриманий у результаті лабораторних і польових випробувань. Палі були піддані випробуванням на стиск і висмикування.

У статті [1] проаналізовано різні конструкції та технології зведення пальових фундаментів. Наведено результати розрахунків порівняння техніко-економічних показників для будівництва типів і конструкцій фундаментів. Надано висновки та рекомендації щодо зведення фундаментів малоповерхових будівель.

## МЕТА РОБОТИ

Метою дослідження є узагальнення

параметрів буронабивних паль, їх конструктивних особливостей, технології влаштування для підвищення надійності результатів визначення несучої здатності буронабивних паль

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

До буронабивних відносять всі палі, для влаштування яких необхідно попереднє буріння свердловин з подальшим бетонуванням свердловини для утворення стовбура палі. Технологія виготовлення паль може передбачати кілька варіантів (рис.1...5), кожен з яких застосовується у відповідних випадках, для отримання надійної конструкції з заданими параметрами в заданих умовах.

Буронабивні палі з розширенням в нижній частині та без, що влаштовуються за різними технологіями без кріплення або з кріпленням стінок свердловини, застосовують для фундаментів будівель і споруд будь-якого призначення (виробничих, громадських, житлових, сільськогосподарських), особливо при великих зосереджених вертикальних та горизонтальних навантаженнях, а також на майданчиках зі складними геологічними та іншими умовами будівництва.

Застосування буронабивних паль довжиною більше 10 м доцільно в сухих зв'язаних ґрунтах, а паль меншої довжини - під легкі або середні навантаження, наприклад, для сільськогосподарських споруд, особливо за відсутності виробничої бази, необхідної для виготовлення та застосування на майданчику залізобетонних забивних паль.

Технологічні способи влаштування буронабивних паль у стійких ґрунтах малого ступеню водонасичення відрізняються тим, що проходження свердловин у таких ґрунтах можливе без застосування обсадних труб, коли забезпечені умови для стійкості стінок свердловини і виключається обвалення або обсіпання ґрунту зі стінок. До таких ґрунтів можуть бути віднесені переважно глинисті ґрунти від пластичної до твердої консистенції, а також піщані ґрунти малого ступеню водонасичення середньої щільності або щільні.

Для розробки великоуламкових, піщаних

і глинистих ґрунтів у текучо-пластичному та пластичному стані застосовують ударний (грейферний) спосіб буріння, коли робочий орган (долото, грейфер) скидається (задавлюється) у забій.

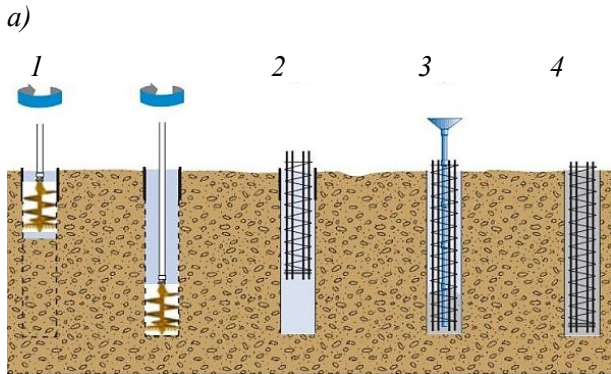


Рис.1 Буронабивні палі без кріплення стінок свердловини: *a* – технологія виготовлення; *b* –приклад застосування; 1 – буріння свердловини; 2 – встановлення арматурного каркасу; 3 – занурення бетонолітної труби з воронкою, заповнення свердловини бетонною сумішшю; 4 – виймання бетонолітної труби з вібрацією та формування оголовка палі в інвентарному кондукторі.

Fig.1 Bored Dry Piles: *a* – stages in construction; *b* – practical application; 1 – borehole drilling; 2 – insert reinforcement; 3 – cast concrete; 4 – pile hardening.

При проходженні свердловин для буронабивних палей віддається перевага обертальному бурінню. При виборі відповідного обладнання враховують:

- геологічні та гідрологічні умови майданчика, включаючи характер на шарувань ґрунтів та властивості ґрунтів, наявність у них твердих включень

типу валунів;

- умови виконання робіт на об'єкті (стильність майданчика, наявність підземних комунікацій);
- тип та розміри паль;
- наявність у підрядної організації відповідних механізмів та їх технічну характеристику.

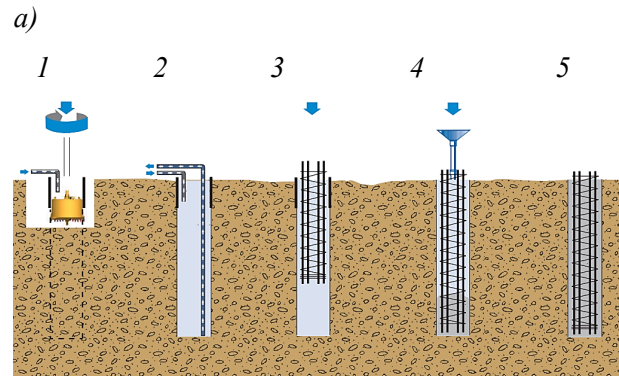


Рис. 2 Буронабивні палі під захистом глинистого розчину [7]: *a* – технологія виготовлення; *b* –приклад застосування; 1 – монтаж ротора, подача розчину; 2 – буріння свердловини з промиванням; 3 – встановлення арматурного каркасу; 4 – заповнення свердловини бетонною сумішшю; 5 –формування оголовка палі.

Fig. 2 Slurry Displacement Piles [7]: *a* – stages in construction; *b* – practical application; 1 – drilling equipment set up; 2 – desanding; 3 – installation of reinforcement; 4 – cast concrete; 5 – finished pile.

Виготовлення буронабивних палей без кріплення стінок свердловини (рис. 1) доцільно застосовувати в сушіщаних ґрунтах з показником текучості  $I_L \leq 0,4$ ; суглинистих та глинистих ґрунтах з  $I_L \leq 0,6$ ; піщаних ґрунтах зі ступенем вологості  $0,2 \leq S_r \leq 0,6$ .

Максимальна глибина свердловин при застосуванні даного способу не повинна перевищувати 20 м – для піщаних ґрунтів і 30 м – для глинистих ґрунтів.

Технологія влаштування буронабивних паль дозволяє виконувати палю з розширенням у нижній частині, що суттєво збільшує несучу здатність по ґрунту такого елемента. Тому технологія влаштування буронабивних паль з розширеною п'ятою активно застосовується при будівництві на слабких ґрунтах. Особливість технології – свердловину влаштовують до необхідної позначки, під палі формується стовбур зі збільшенням нижньої частини і її набиванням бетонною сумішшю (або піском).

Розширення нижнього відрізка стовбура палі утворюється при бурінні ґрунту спеціальним обладнанням із застосуванням різних методик, що дозволяє або механічно розбувувати, або «розпирати» породу, наприклад, шляхом локального роздавлювання ґрунту із застосуванням «Expander Body (EB) System» (рис. 4). Після формування стовбура із розширенням та його бетонування, проводиться ущільнення бетонної суміші. Іноді використовують вибух направленої дії в нижній частині свердловини з метою ущільнення.

Особливості інженерно-геологічної будови часто привносять складнощі у процес влаштування бурових паль. Застосування обсадних труб для бурових паль надає можливість працювати в будь-яких умовах при влаштуванні паль, а самі інвентарні труби можуть бути як похованими, так і витягнутими після влаштування стовбура палі. Металеві обсадні труби, занурені в свердловину, служать додатковим зміцненням для конструкції палі в період її влаштування палі на майданчику та набору бетоном міцності. Тому метод влаштування буронабивних паль з обсадними трубами може також застосовуватися при будівництві на територіях щільної міської забудови, при цьому горизонтальне зміщення ґрунту не відбувається, а отже сусідні існуючі будівлі не зазнають ушкоджень через зведення поряд новобудови.

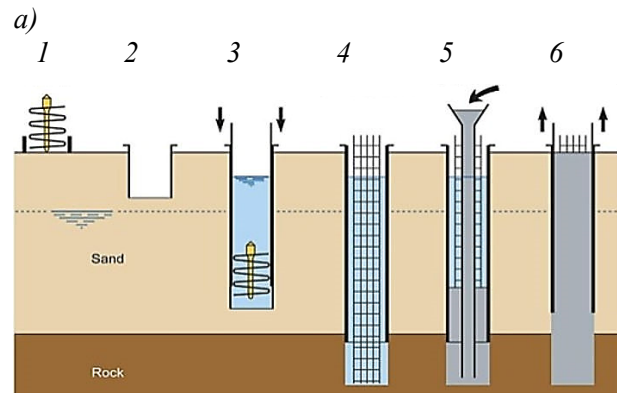


Рис. 3 Буронабивні палі із застосуванням інвентарних обсадних труб: *a* – технологія виготовлення; *b* – приклад влаштування; 1 – монтаж бурового обладнання; 2 – встановлення обсадної труби, буріння свердловин з одночасним зануренням обсадних труб; 3 – проходка свердловини, нарощування секцій обсадної труби; 4 – встановлення арматурного каркасу; 5 – заповнення свердловини бетонною сумішшю; 6 – виймання обсадних труб з ущільненням бетону, формування оголовка палі в інвентарному кондукторі.

Fig. 3 Casing Bored Pile: *a* – stages in construction; *b* – practical application; 1 – drilling equipment set up; 2 – installation of top casing; 3 – drilling and casing; 4 – installation of reinforcement; 5 – cast concrete; 6 – removal of casing, hardening, finished pile.

Також буронабивні палі із застосуванням інвентарних обсадних труб використовують і на місцевості з великою ймовірністю втрати стійкості – на зсувонебезпечних територіях. При цьому обсадні труби не виймають, вони забезпечують міцність стовбура палі як в період її влаштування, так і в період набору бетоном міцності.

Принцип технології влаштування буронабивних паль з обсадною трубою (рис. 3) досить простий - при формуванні глибоких стовбурів паль поетапно формується бурова шахта зі з'єднанням секцій інвентарних труб та зануренням їх у свердловину:

- на підготовлене місце встановлюють бурове обладнання, для утворення свердловини проектної ширини і глибини;
- обсадні труби для буронабивних паль заглиблюють методом обертального занурення;
- секції труб скріплюють між собою та занурюють у свердловину так звану «випереджальную проходкою»;
- коли стовп повністю сформований, видаляється ґрунт, який обсипався під час формування отвору;
- у підготовлену шахту вставляють арматурний каркас;
- підготовлена цементно-піщана суміш подається порційно – через бетонолитну трубу (набивання паль);
- з свердловини обсадку демонтують секція за секцією, якщо це передбачено проектом (або залишають).

Переваги застосування буронабивних паль з обсадною трубою:

- можливість виконання робіт поблизу існуючих споруд, завдяки відсутності ударних і вібраційних процесів при влаштуванні паль;
- можливість виконання робіт в складних ґрунтових умовах (пливуні, водонасичені ґрунти, слабкі і здатні осипатися гірські породи);
- додатковий захист бетонних паль від руху ґрунту в складних геологічних або сейсмічних умовах;
- гарантія проектних геометричних параметрів стовбура палі і вертикальності

влаштування;

- захист шахт свердловин від обвалення ґрунту та контроль всіх етапів процесу влаштування свердловини до проектної глибини;
- захист бурової шахти від ґрунтових вод;
- гарантована відсутність «шийок» та економія бетону;
- можливість «розбурити» та витягнути буром валуни і великі фракції;
- контроль відповідності проектних параметрів практичній роботі;
- максимально можлива функціональність стовбура палі за рахунок якісної стінки.

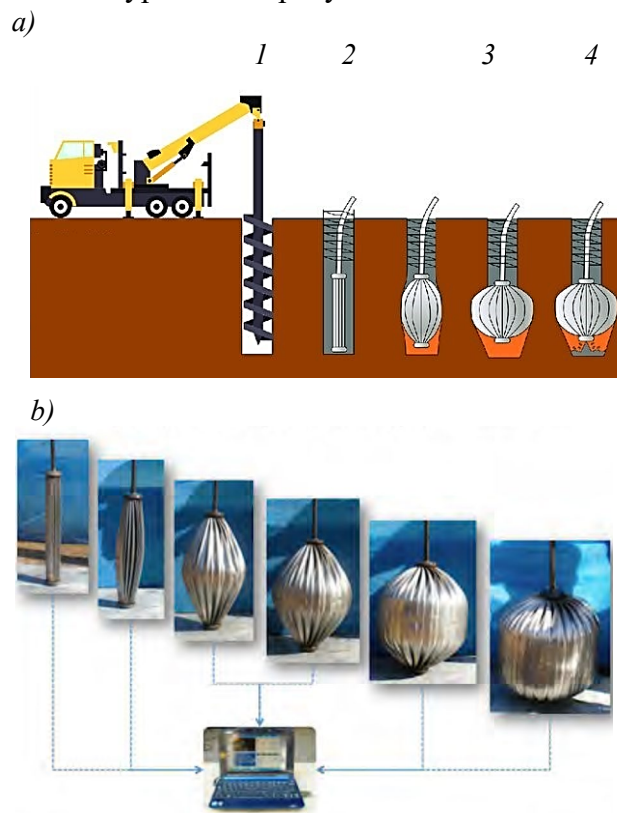


Рис. 4 Буронабивні палі з розширенням [2]: *a* – технологія виготовлення; *b* –приклад застосування; 1 – буріння свердловини; 2 – занурення розширювача на проектну глибину та бетонування; 3 – розширення; 4 – заповнення розпресованої зони (кінчика палі) розчином під тиском.

Fig. 4 Expander Body Pile [2]: *a* – stages in construction; *b* – expansion steps of the EB; 1 – borehole drilling; 2 – insert EB at design depth and concreting; 3 – EB expansion; 4 – filling the decompressed region (pile tip) with pressurized grout.

При необхідності закріпити стінку свердловини без обсадних труб застосовується глиняна бовтанка, наприклад, розчин бентонітової глини (рис. 2).

Ефективним способом підвищення несучої здатності палі по ґрунту є утворення розширення. Принцип утворення розширення палі, що влаштовуються з різних будівельних матеріалів, залежить від локалізації розширення на стовбурі палі (рис. 6, 7). При цьому розширення також може бути набивним або утворюватися у масиві ґрунту шляхом ін'єктування розчинів (рис. 6).

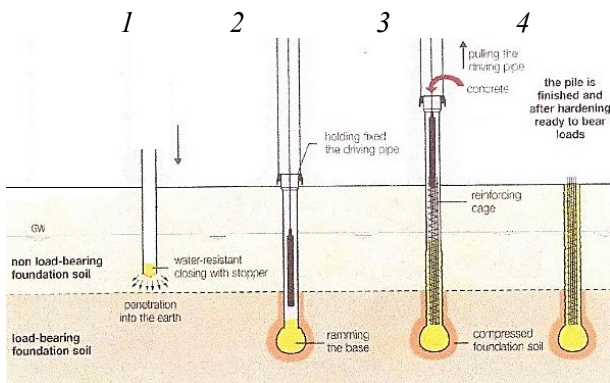


Рис.5 Виготовлення буронабивних палі з ущільненим забоєм [4]: 1 – буріння свердловин з одночасним зануренням обсадних труб; 2 – ущільнення забою трамбуванням; 3 – армування та бетонування свердловини; 4 – готова паля

Fig.5 Stages in Pile Construction with Ram-Compacted Bearing Base (RBB) [4]: 1 – borehole drilling and casing; 2 – ramming the base; 3 – installation of reinforcement and concreting; 4 – pile hardening.

Проте наявність розширення на стовбурі палі, що збільшує несучу здатність палі по ґрунту, значно ускладнює процес отримання даних стосовно величини несучої здатності палі аналітичним способом, з використанням емпіричних та напів-емпіричних залежностей. Крім того, економічна ефективність застосування таких палі має бути обґрунтована у кожному окремому випадку у відповідності до методики влаштування розширень, збільшення часу, необхідного на влаштування таких палі.

Протягом останніх десяти років палі з ущільненою основою (Ram-Compacted

Bearing Base, RBB) широко використовувалися в Китаї [4] як одне з типових рішень, що забезпечують більш високу несучу здатність палі за менших витрат порівняно з традиційними палями.



Рис.6. Варіанти утворення розширення палі за матеріалом.

Fig.6. Variants of the formation of pile expansion by material.

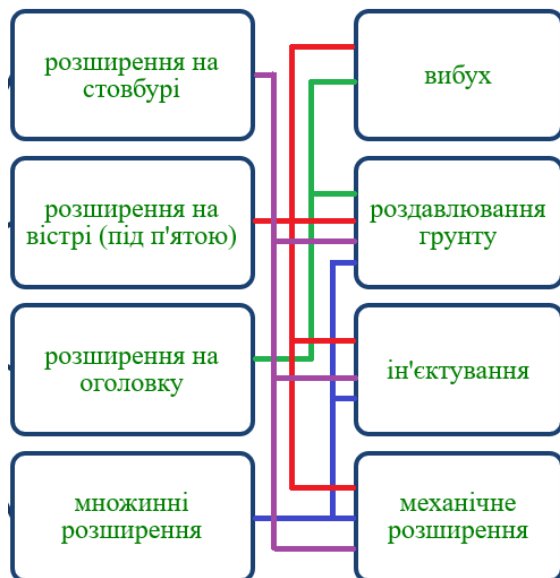


Рис.7. Варіанти розширення на стовбурі палі за їх локалізацією.

Fig.7. Variants of the pile body expansion according to their location.

Автори публікації акцентують увагу на тому, що поточна конструкція RBB-паль базується на напівемпіричних рівняннях, які зазвичай є консервативними та непослідовними, що часто вимагає проведення дорогих випробувань паль перед будівництвом. У статті пропонується метод проектування паль RBB на основі скінчено-елементного моделювання, підтверженого результатами польових випробувань. Автори у дослідженні використовують розроблений процес FE-моделювання для виконання комплексного параметричного дослідження, що моделює набір із 1008 комбінацій гіпотетичних випадків даних, що включають широкий діапазон різноманітних конфігурацій паль RBB і типів ґрунту.



Рис. 8 Застосування буронабивних паль в якості огорожуючих та фундаментних конструкцій на майданчику будівництва споруди з підземним паркінгом по пр. Перемоги, 42 у м. Києві

Fig. 8 The use of bored piles as retaining and foundation structures at the site for construction of the building with underground parking at Peremohy Ave 42, Kyiv.

Отже, технологія влаштування буронабивних паль (рис. 8) є незамінною при виконанні підпірних стінок, влаштуванні фундаментів будівель на зсувонебезпечних територіях, а також за умови необхідності

занурення арматурних каркасів більше 15 м довжиною для армування стовбура паль. Також буронабивні палі рекомендується застосовувати:

- при необхідності прорізання палями насипів з твердими включеннями у вигляді залишків подрібнених частин кам'яних, бетонних, залізобетонних конструкцій або прорізки шарів ґрунту природного походження у вигляді твердих глинистих ґрунтів, шарів з включеннями валунів, що не дозволяють виконувати забивку та віброзанурення паль;
- в умовах будівельних майданчиків, що є обмеженими за розмірами, де складно транспортувати та влаштовувати забивні та вдавлювані палі;
- при влаштуванні паль в безпосередній близькості до існуючих споруд, в яких можуть виникнути неприпустимі деформації елементів несучих конструкцій під час забивання або віброзанурення паль.

#### ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Буронабивні палі, що використовуються сьогодні, можуть мати діаметр до 2000 мм, а розширення їх п'яти – до 3500 мм. Глибина влаштування таких паль завдяки сучасним технологіям може сягати 40...50 м. Несуча здатність таких паль може бути достатньо великою.

Надійність та економічна ефективність проектних рішень палевих фундаментів напряму залежить від достовірності визначення їх несучої здатності – сумарного значення опорів ґрунту зрушенню по бічній поверхні стовбура палі і стискання ґрунту під її вістрям. Розрахункове значення несучої здатності палі підлягає обов'язковому корегуванню після виконання в натурних умовах випробування дослідних паль.

Найбільш достовірні методи визначення несучої здатності палі по ґрунту - статичне зондування і випробування дослідних паль безпосередньо на будівельному майданчику (при використанні статичного зондування необхідно здійснити обробку отриманих даних для інтерпретації результатів випробування).

Проблема надійної оцінки несучої здатності паль по ґрунту залишається актуальним питанням на даний момент, якщо мова йде про застосування аналітичних методів з використанням емпіричних та напів-емпіричних залежностей, що були розроблені на момент розвитку методики влаштування паль за буронабивною технологією.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Seregin N.G. Feasibility for the implementation of cement piles / N.G. Seregin // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 953 (2020). 012093. doi:10.1088/1757-899X/953/1/012093
2. Monteiro, F.F. Settlement of bored piles with expander body system in lateritic soils. / Monteiro, F.F., Cunha, R.P. da, Aguiar, M.F.P. de ., & Silva, C.M. // *REM - International Engineering Journal*, 2021. 74(3), 309–318. doi:10.1590/0370-44672020740057
3. Więclawski, Paweł. Polish experience in the assessment of pile bearing capacity and settlement of the pile foundation. /Paweł Więclawski// 2012. [https://www.researchgate.net/publication/309810128\\_Polish\\_experience\\_in\\_the\\_assessment\\_of\\_pile\\_bearing\\_capacity\\_and\\_settlement\\_of\\_the\\_pile\\_foundation](https://www.researchgate.net/publication/309810128_Polish_experience_in_the_assessment_of_pile_bearing_capacity_and_settlement_of_the_pile_foundation).
4. Du, Z. Design of Ram-Compacted Bearing Base Piling Foundations by Simple Numerical Modelling Approach and Artificial Intelligence Technique. /, Z. Du, M.A. Shahin & H.El Naggat // *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. 7, 41 (2021). <https://doi.org/10.1007/s40891-021-00287-6>
5. Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Палі бурові: (EN 1536:2010, IDT). ДСТУ Б EN 1536:2015. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2016. – VI, 116 с.
6. Основи та фундаменти споруд: Зміна №1 ДБН В.2.1-10-2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
7. Allison Gaynor. Slurry displacement piles and methods // *Pile Buck*, 37, 5(2021), 112-134. <https://pilebuck.com/slurry-displacement-piles-methods/>
8. Terceros, M. A. and Massarsch, K.R. The use of the Expander Body with cast in situ piles in

sandy soil. // *DFI/EFFC International Conference on Piling and Deep Foundations*, Stockholm, May 21 – 23, 2014, pp. 347-358. <https://www.semanticscholar.org/paper/THE-USE-OF-THE-EXPANDER-BODY-WITH-CAST-IN-SITU-IN-Ter-ceros/2c9f945209849c0022190a4d30f2eadf1268698b>

## REFERENCES

1. Seregin N.G. (2020). Feasibility for the implementation of cement piles // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 953(2020). 012093. doi:10.1088/1757-899X/953/1/012093
2. Monteiro, F.F., Cunha, R.P. da ., Aguiar, M.F.P. de ., & Silva, C.M.. (2021). Settlement of bored piles with expander body system in lateritic soils. *REM - International Engineering Journal*, 74(3), 309–318. doi:10.1590/0370-44672020740057
3. Więclawski, Paweł. (2012). Polish experience in the assessment of pile bearing capacity and settlement of the pile foundation. [https://www.researchgate.net/publication/309810128\\_Polish\\_experience\\_in\\_the\\_assessment\\_of\\_pile\\_bearing\\_capacity\\_and\\_settlement\\_of\\_the\\_pile\\_foundation](https://www.researchgate.net/publication/309810128_Polish_experience_in_the_assessment_of_pile_bearing_capacity_and_settlement_of_the_pile_foundation).
4. Du, Z., Shahin, M.A. & El Naggat, H. (2021). Design of Ram-Compacted Bearing Base Piling Foundations by Simple Numerical Modelling Approach and Artificial Intelligence Technique. // *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. 7, 41 (2021). <https://doi.org/10.1007/s40891-021-00287-6>
5. Vykonannya spetsialnykh heotekhnichnykh robot. Pali burovi: (EN 1536:2010, IDT). DSTU B EN 1536:2015. [Execution of special geotechnical works. Drill piles]. – Kyiv: DP «Ukrarkhbudinform»,. 2016. – VI, 116 s. (*in Ukrainian*)
6. Osnovy ta fundamenti sporud: Zmina №1 DBN V.2.1-10-2009. [Bases and foundations of buildings: Change #1]. – К.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 55 s. (*in Ukrainian*)
7. Allison Gaynor (2021) Slurry displacement piles and methods. *Pile Buck*, 37, 5(2021), 112-134. <https://pilebuck.com/slurry-displacement-piles-methods/>
8. Terceros, M. A. and Massarsch, K.R. (2014). The use of the Expander Body with cast in situ piles in sandy soil. // *DFI/EFFC International*

*Conference on Piling and Deep Foundations*, Stockholm, May 21 – 23, 2014, pp. 347-358.  
<https://www.semanticscholar.org/paper/THE-USE-OF-THE-EXPANDER-BODY-WITH-CAST-IN-SITU-IN-Ter-ceros/2c9f945209849c0022190a4d30f2eadf1268698b>

### **Structures of bored piles: features of installation technology**

*Oleksandr Havryliuk  
Veronika Zhuk,  
Tetiana Dyptan*

**Summary.** Currently, pile foundations are often used in engineering practice. Among the modern types of piles used for foundation structures, the option of foundations made of bored piles is definitely popular. They are used for various types of structures: bridges as part of highways, urban ring roads or high-rise buildings. The main problem in these cases is related to a reliable assessment of the bearing capacity of the pile and the development of a cost-effective design solution for foundation structures.

The studies carried out in this direction confirm that the issue of determining the load-bearing capacity of piles remains relevant both at the stage of developing reliable design solutions and in the process of searching for an economically efficient option of the foundation constructions of buildings and structures.

Taking into account the design features of bored piles and their installation technology add certain difficulties to the analytical methods of determining the soil bearing capacity of a single pile.

The practice of using bored piles on construction sites followed by observation of deformations showed that the soil bearing capacity of the piles, determined by the analytical method of standards used at the stage of developing design solutions for foundations, is underestimated. Therefore, the total number of piles in the foundation needs to be optimized according to the results of further field tests. Geometric parameters of piles, such as length and diameter, in some cases can also be reduced at the stage of rationalization of the design solution of the pile foundation, based on the results of field tests. So, as a result, the underestimated value of the load-bearing capacity of bored piles causes an increase in the cost of construction materials, an increase in the cost of installing foundation structures and an increase in the cost of housing for the end consumer.

The problem of reliable assessment of the soil bearing capacity of piles remains a relevant issue at the moment, as evidenced by the practice of designing foundation structures.

The paper presents the results of the analysis of the structural features of bored piles, which are aimed at increasing their bearing capacity. Also, the paper examines the features of the technology of installing bored piles, which are determined by both the hydro-geological conditions of the construction site and the need to install the constructive features of the bored pile.

**Key words.** Pile foundation, casing bored pile, expander body (EB) pile, ram-compacted bearing base (RBB) pile, piling technology.

## Порівняння несучої здатності бурової палі малого діаметру, отриманої за результатами натурних випробувань і числового моделювання

Сорока Павло<sup>1</sup>

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

<sup>1</sup>pavlo40@ukr.net, <https://orcid.org/0009-0003-8766-5442>

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.38-48

**Анотація.** Представлено порівняння результатів моделювання статичних випробувань ґрунтів буровою палею малого діаметру з даними, отриманими з натурних випробувань. Розрахунки виконувались методом числового моделювання за допомогою програмного забезпечення ПК «Plaxis», в основу якого покладено метод скінченних елементів. Дана задача була реалізована в плоскій (2D) постановці для осесиметричної моделі, яка дає змогу аналізувати напружено-деформований стан (НДС) та взаємодію елементів системи «паля-ґрунтового середовища».

Створено окремі розрахункові моделі для двох типів паль, виконаних за різними технологіями: буроін'єкційна СФА паля та бурова паля з частковим витісненням ґрунту. Для врахування історії попереднього навантаження з метою максимального наближення моделей до реальних умов, розрахунки виконані в 4 етапи у відповідності до послідовності будівництва: 1 етап – початковий етап (визначення початкових напружень в ґрунтовому масиві в природному стані), 2 етап – розробка ґрунту до проектної відмітки дна котловану, 3 етап – випробування ґрунтів палею статичним вдавлювальним навантаженням. 4 етап – розвантаження палі. За результатами розрахунків було проведено аналіз НДС та взаємодії елементів системи «паля-ґрунтового середовища» та виконано співставлення графіків осідань, отриманих за результатами розрахунків та даними натурних випробувань.

Показано, що використання плоскої осесиметричної СЕМ є достатньо ефективним підходом для оцінки напружено-деформованого стану та розуміння взаємодії елементів системи «паля-ґрунтового середовища», а також прогнозування несучої здатності паль для подальшого



**Павло Сорока**  
аспірант кафедри  
геотехніки.

проектування пальової основи до отримання результатів натурних випробувань. Крім того, трудомісткість та затрати часу при даному підході порівняно невисокі відносно інших альтернативних методів.

За відповідного досвіду використання даного підходу в різних ґрунтових умовах з відповідним співставленням з даними натурних випробувань, він може бути застосований при техніко-економічному обґрунтуванні та прийнятті остаточних рішень про вибір того чи іншого типу фундаментів

За результатами розрахунків було визначено, що різниця в отриманих значеннях несучої здатності отриманих в результаті числового моделювання та натурних випробувань складає 3-4%. При цьому значення несучої здатності РДП палі вище на 69% ніж несуча здатність буроін'єкційних СФА паль.

**Ключові слова.** бурові палі, несуча здатність паль, числове моделювання, випробування ґрунтів палями.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Зведення фундаментів будівель та споруд у сучасних умовах при поступовому загостренні дефіциту матеріальних ресурсів та збільшенні вартості будівельних матеріалів вимагає більш високої точності при

розрахунках та проектуванні фундаментів для максимально ефективного використання несучої здатності ґрунтової основи та матеріалу фундаментів. Враховуючи те, що палі малого діаметру останнім часом все частіше використовуються в якості фундаментів будівель та споруд, виникає потреба у вдосконаленні методик моделювання їх взаємодії з ґрунтовим середовищем.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питання числового моделювання взаємодії бурових паль з ґрунтовим середовищем та визначення несучої здатності паль висвітлювали у своїх роботах Бойко І.П. [1], Маєвська І. В. [2], Винников Ю. Л. [3] Зоценко М. Л. [4], Тол Ф. та Брьюре В. [5], Кабелла Е. та Пасалакв Р [6]., Кос Ж. [7], Венгерт М. та Вермеер П. [8]

## МЕТА РОБОТИ

Аналіз ефективності числового моделювання методом скінченних елементів для оцінки напружено-деформованого стану та опису взаємодії елементів системи «палія-ґрунтового середовище», а також для підвищення точності визначення несучої здатності бурових паль малого діаметру при проектуванні фундаментів.

## ЗАДАЧІ

- 1) Оцінка НДС системи «палія-ґрунтового середовище» з використанням числового моделювання у плоскій осесиметричній постановці задачі 2D.
- 2) Аналіз результатів проведення статичних випробувань ґрунтів натурними палями на будівельному майданчику.
- 3) Порівняння результатів та визначення відхилень результатів числового моделювання від даних, отриманих під час натурних випробувань.

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Числове моделювання виконувалось в програмному комплексі Plaxis за методом

скінченних елементів з використанням осесиметричної схеми з 15-вузловими трикутних елементами. Для опису поведінки ґрунтів обрана HS-модель (Hardening Soil Model), що описує пружно-пластичне деформування ґрунтів та враховує підвищення деформаційних характеристик ґрунтів при повторному завантаженні. Стовбур палі задається у вигляді масиву з відповідними пружними характеристиками та лінійною роботою матеріалу. Вдавлювальне навантаження імітоване прикладанням вимушеного переміщення відповідної величини.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Моделювання виконано на основі реальних ґрунтових умов та особливостей ділянки лівобережної частини м. Києва в безпосередній близькості до р. Дніпро.

Майданчик потенційного будівництва відноситься до басейну р. Дніпро. Західна межа майданчика розміщується на відстані 55...70 м від берегової лінії р. Дніпро. Рельєф ділянки нерівний, техногенно змінений, із загальним незначним пониженням у західному напрямку (до русла р. Дніпро). Абсолютні позначки по майданчику на час вишукувань складають 97.80...99.40 м.

Геологічна будова ділянки розвідана на глибину до 20 м від денної поверхні і представлена комплексом сучасних і неоплейстоценових відкладів, що є типовими для даного району вишукувань. Голоценові відклади: представлені шаром техногенних насипних та намивних (в частині ділянки) ґрунтів (tH), що залягають на природному рельєфі заплави (виторфовування на ділянці не проводилось). Намивні ґрунти представлені дрібнозернистим різної щільності піском, потужністю до 2.5 м. Насипні ґрунти неоднорідні за своїм складом (суглинки, супіски, піски), часто із будівельним сміттям (уламки залізобетонних конструкцій, арматура, щебінь, ін.), домішками гумусованих ґрунтів, побутового сміття. Всі техногенні відклади відносяться до категорії злежаних. Вони покривають гумусовані та замулені малопотужні відклади старичної

фації (ІbН). Верхньоплейстоценова ланка: алювіальні відклади (аРІІІ) – представлені потужною товщею дрібнозернистих, переважно щільних пісків, з рідкими малопотужними прошарками супісків та суглинків. За літературними та архівними відомостями алювіальні відклади мають потужність більше 30 м. Вони залягають на сильно розмитій поверхні палеогенових та крейдових відкладів.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю потужного водоносного горизонту, що приурочений до верхньоплейстоценових алювіальних відкладів (аРІІІ), за архівними даними він має потужність більше 40 м. Водовміщуючими грунтами виступають алювіальні піски. Підземні води на ділянці вишукувань зустрінуті

всіма свердловинами. Усталений рівень ґрунтових вод зафіксований на глибинах 4.2...5.8 м від денної поверхні, в абсолютних позначках 93.00...93.60 м. Водоносний горизонт – безнапірний, його живлення відбувається за рахунок гідравлічного зв'язку з водами долини р. Дніпро, та значно меншою мірою – за рахунок інфільтрації атмосферних опадів та можливих техногенних втрат з водонесучих мереж. Область живлення ґрунтових вод співпадає з областю розповсюдження водоносного горизонту в неоплейстоценових відкладах. Сезонні коливання ґрунтових вод складають 1.2...1.6 м. Територія вишукувань відноситься до підтопленої. Тип підтоплення – природний.

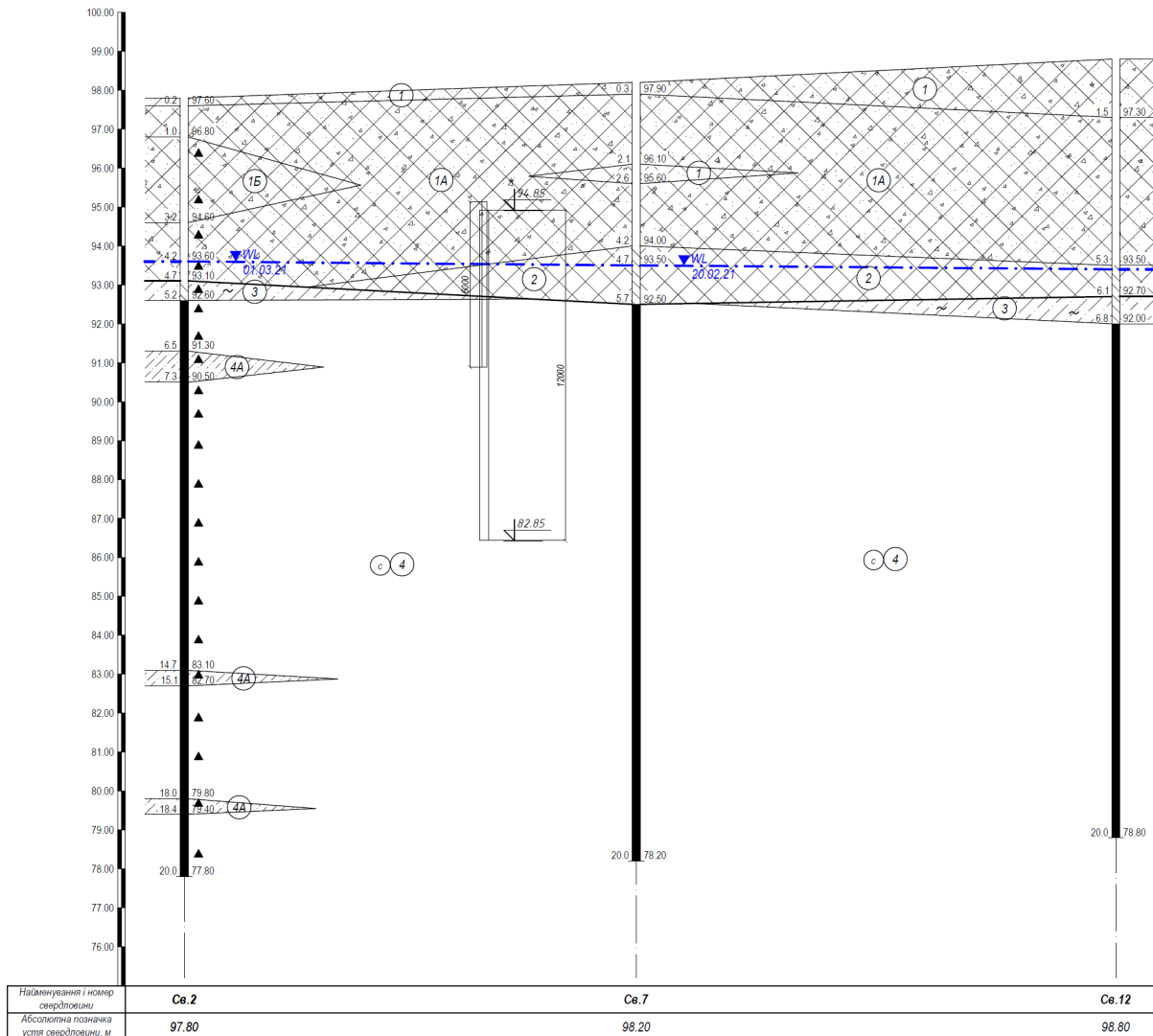
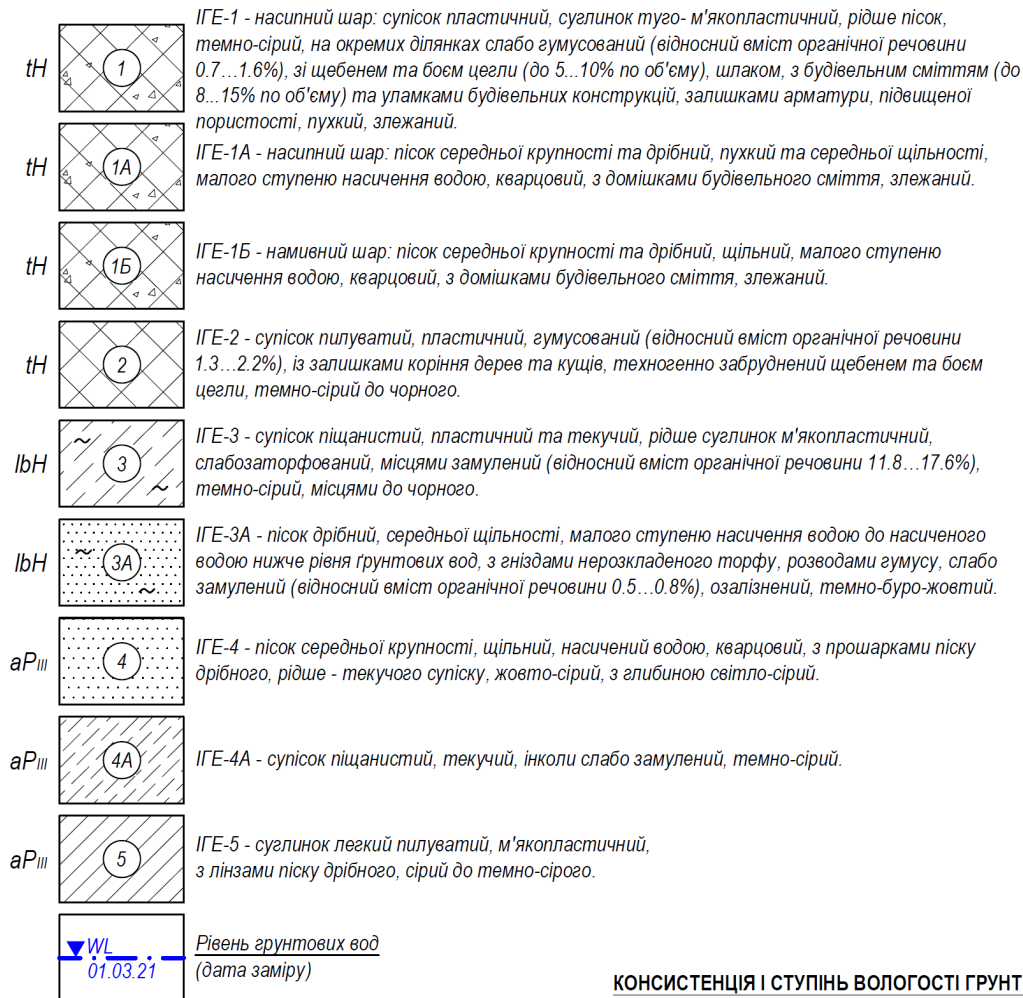


Рис.1. Посадка палі на інженерно-геологічний розріз по майданчику  
Fig.1. Pile positioning on soil profile of the site

**Умовні позначення:**



**ТОЧКИ ВІДБОРУ ЗРАЗКІВ:**

- ▲ - ґрунту з порушеною структурою
- - ґрунту з непорушеною структурою
- - проби води

**КОНСИСТЕНЦІЯ І СТУПІНЬ ВОЛОГОСТІ ҐРУНТІВ**

консистенція	ступінь вологості
Тверда	Маловологий
Пластична М'якопластична	Вологий
Текуча	Насичений водою

Рис.2. Опис ґрунтів  
Fig.2. Soil description

Побудова розрахункових моделей відбувалась на основі даних інженерно-геологічних вишукувань. В якості розрахункового перерізу було використано інженерно-геологічну колонку для свердловини №7 (див. рис. 1). В якості об'єкта дослідження виступали дві бурові палі діаметром 320мм довжиною 12м (відмітка верху 94.85, відмітка низу 82.85), виконані за двома різними технологіями:

- паля №1 – бурова СFA паля (бурін'єкційна);

- паля №2 – бурова PDP паля, виконана за методом часткового витіснення ґрунту. Моделювання технології часткового витіснення виконується за допомогою приєднання відповідного значення об'ємної деформації для скінченних елементів в межах стовбура палі.

Натурні випробування проводились у відповідності до нормативу [9]. В якості анкерних паль були використані шість паль аналогічної конструкції, розташовані з дотриманням нормативних вимог.

## ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ

Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «паля-грунтове середовище» виконувалось методом скінченних елементів в програмному комплексі Plaxis. При цьому використовується плоска осесиметрична модель з 15-вузловими кінцевими елементами трикутної форми. Для опису поведінки ґрунтів обрана HS-модель. Це вдосконалена модель другого порядку, яка є пружно-пластичним типом гіперболічної моделі, сформульованої в рамках пластичності зміцнення при зсуві. Крім того, модель включає зміцнення при стисненні для імітації незворотного ущільнення ґрунту при первинному стисненні. Іншими словами, модель передбачає зміну деформаційних параметрів в залежності від рівня напружень у ґрунті. Перехід ґрунту у граничний стан описується за допомогою критерію міцності Кулона-Мора.

Вхідні параметри ґрунтів:

$\gamma_{\text{unsat}}$  – питома вага ґрунту у вище рівня ґрунтових вод (РГВ),  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma_{\text{sat}}$  – питома вага ґрунту нижче рівня ґрунтових вод (РГВ),  $\text{кН/м}^3$ ;

$E_{50}$  – січний модуль деформації отриманий за результатами дренажних тривісних випробувань при половині граничного значення девіатора, МПа;

$E_{\text{oed}}$  – модуль деформації отриманий за результатами первинних одометричних випробувань, МПа;

$E_{\text{ur}}$  – модуль пружності при розвантаженні/повторному завантаженні, МПа;

$c$  – питома зчеплення,  $\text{кПа}$ ;

$\phi$  – кут внутрішнього тертя, град;

$\psi$  – кут дилатансії, град;

$m$  – показник ступеня залежності жорсткості від рівня напружень;

$\nu_{\text{ur}}$  – коефіцієнт Пуассона для розвантаження/повторного завантаження;

$P_{\text{ref}}$  – референтне значення тиску, при якому визначені відповідні значення модулів деформації,  $\text{кПа}$ ;

$K_0$  – параметр бічного тиску ґрунтів;

$R_f$  – граничний коефіцієнт  $R_f = q_f / q_a$ .

Вхідні параметри ґрунтів та наведені у таблиці 1.

Стовбур палі задається масивом з пружними характеристиками і лінійною роботою за допомогою моделі Linear Elastic Model. Зона контакту бічної поверхні та п'яти палі з ґрунтовим середовищем моделюється інтерфейсними елементами.

Вхідні параметри матеріалу стовбуру палі:

$\gamma$  – питома вага,  $\text{кН/м}^3$ ;

$E_{\text{ref}}$  – модуль пружності,  $\text{кН/м}^2$ ;

$\nu$  – коефіцієнт Пуассона;

$G_{\text{ref}}$  – модуль зсуву;

Вхідні розрахункові параметри матеріалу стовбуру палі та наведені у таблиці 2.

Для імітації вдавлювального навантаження використовуються вимушені рівномірні лінійні переміщення відповідної величини.

Модель створена на основі даних звіту з інженерно-геологічних вишукувань, нашарування ґрунтів та рівень ґрунтових вод прийняті відповідно до інженерно-геологічної колонки для свердловини №7.

Для врахування історії попереднього навантаження з метою максимального наближення моделі до реальних умов, розрахунки виконані в 4 етапи у відповідності до послідовності будівництва:

- 1 етап – початковий етап (визначення початкових напружень в ґрунтовому масиві в природному стані);

- 2 етап – розробка ґрунту до проектною відмітки дна котловану;

- 3 етап – випробування ґрунтів палею статичним вдавлювальним навантаженням;

- 4 етап – розвантаження палі.

За результатами моделювання виконано оцінку напружено-деформованого стану ґрунтового середовища та визначено розподіл поздовжніх зусиль в палях для кожного ступеня навантаження. На основі отриманих даних формується графік залежності осідання від прикладеного навантаження для вузла в рівні відмітки оголовка палі на її центральній осі (рис. 4), а також визначається величина несучої здатності палі згідно [11].

Кінцева величина вимушеного переміщення була задана на рівні 40мм, що відповідає вимогам [9]. Відповідне максимальне

навантаження на 1 радіан круглого перерізу палі при даному осіданні склало:

- для CFA палі – 114.3 кН/рад, або 718 кН для всього перерізу;
- для PDP палі – 198.3 кН/рад, або 1246 кН для всього перерізу.

При цьому розподіл навантаження між бічною поверхнею та п'ятою палі виглядає наступним чином (рис. 3):

- для CFA палі: бічна поверхня – 423 кН (що відповідає середній величині тertia по бічній поверхні 35 кПа), п'ята – 295 кН (що відповідає середній величині напруження 3668 кПа);

- для PDP палі: бічна поверхня – 944 кН (що відповідає середній величині тertia по бічній поверхні 78 кПа), п'ята – 302 кН (що відповідає середній величині напруження 3755 кПа).

При величині осідання 30мм за допомогою графіка була визначена величина несучої здатності (рис.4) 30мм, яка склала:

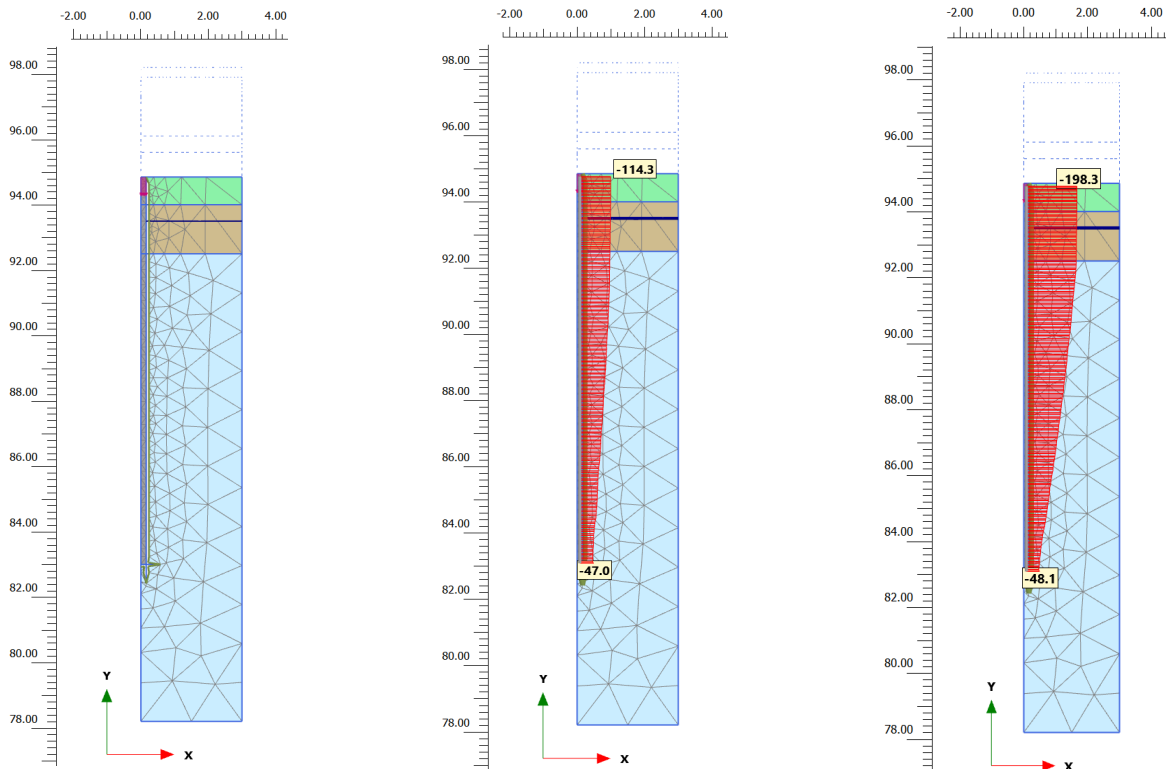
- для CFA палі – 675 кН;
- для PDP палі – 1149 кН.

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.  
Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів								
		Питома вага вище РГВ, кН/м <sup>3</sup>	Питома вага нижче РГВ, кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформації за результатами тривалих випробувань, МПа	Модуль деформації за результатами одометричних випробувань, МПа	Модуль пружності при розвантаженні/повторному завантаженні, МПа	Питома зчеплення, кПа	Кут внутрішнього тертя, градусів	Показник ступеня залежності жорсткості від рівня напружень	Референтний тиск
		$\gamma_{unsat}$	$\gamma_{sat}$	$E_{50}$	$E_{oed}$	$E_{ur}$	c	$\phi$	m	$P_{ref}$
		кН/м <sup>3</sup>	кН/м <sup>3</sup>	МПа	МПа	МПа	кПа	град	дол. од.	кПа
1	Насипний шар	15,80	18,70	7	7	21	0.1	18	0,5	100
1А	Насипний шар	16,40	19,40	16	16	48	0.1	18	0,5	100
2	Супісок пластичний	15,60	17,80	6	6	30	6	9	0,85	100
4	Пісок щільний	18,10	20,10	45	45	135	4	37	0,5	100

Табл. 2. Вхідні розрахункові параметри матеріалу стовбуру палі  
Table 2. Input calculation parameters of pile shaft material

№ з/п	Найменування матеріалу	Характеристики матеріалів			
		Питома вага, кН/м <sup>3</sup>	Модуль пружності, МПа	Коефіцієнт Пуасона	Модуль зсуву, МПа
		$\gamma$	$E_{ref}$	$\nu$	G
		кН/м <sup>3</sup>	ГПа		ГПа
1	Бетон С32/40	25,00	32	0,15	13,9



а) Скінченно-елементна модель в програмному комплексі Plaxis  
 б) Епіюра поздовжніх зусиль в CFA палі  
 в) Епіюра поздовжніх зусиль в PDP палі  
 а) Finite element model in Plaxis  
 б) Longitudinal forces diagram for CFA pile  
 в) Longitudinal forces diagram for PDP pile

Рис.3. Скінченно-елементна модель та епюри поздовжніх зусиль в паялах  
 Fig.3. Finite element model and longitudinal force diagrams in piles

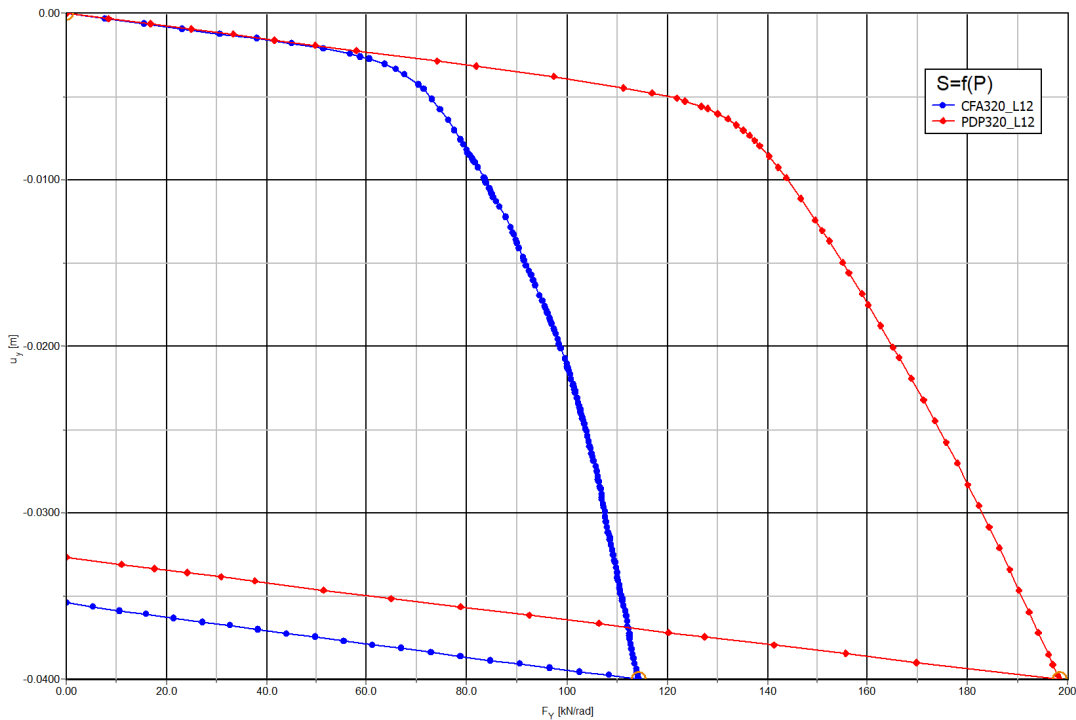


Рис.4. Графік залежності величини осідання від прикладеного зусилля за результатами моделювання  
 Fig.4. Load-settlement curve according to the modeling results

## НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ ҐРУНТІВ ПАЛЯМИ

Для визначення реальної величини несучої здатності паль на майданчику були влаштовані два випробувальні кущі із застосуванням різних технологій: буроін'єкційні CFA палі та бурові PDP палі з частковим витісненням ґрунту. Після закінчення технологічної перерви для набору бетоном паль проектної міцності були виконані статичні випробування ґрунтів натурними палями згідно [9] (рис.5).

Навантаження на палі було доведено до значень:

- CFA паля №1 – 74 тони при осіданні 45,34мм;
- PDP паля №2 – 135 тон при осіданні 42,3мм.

Визначена відповідно до [11] несуча здатність палі при величині осідання 30мм складала:

- для CFA палі №1 – 70 тон;
- для PDP палі №2 – 118 тон.

Графік залежності осідань від прикладеного навантаження при натурних випробуваннях відображений на рис.7.

## ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

За результатами моделювання статичних випробувань ґрунтів палями у програмному комплексі Plaxis за методом скінченних елементів та проведення випробувань ґрунтів натурними палями статичним вдавлювальним навантаженням виконано порівняння графіків залежності осідань паль від прикладеного навантаження (рис. 8) та отриманих значень несучої здатності паль для двох типів: буроін'єкційні CFA палі та бурові PDP палі з частковим витісненням ґрунту.

Різниця в отриманих значеннях несучої здатності отриманих в результаті числового моделювання та натурних випробувань складає 3-4% . При цьому значення несучої здатності PDP палі вище на 69% ніж несуча здатність буроін'єкційних CFA паль.



Рис. 5. Загальний вигляд випробувального стенду  
Fig. 5. General view of test facility

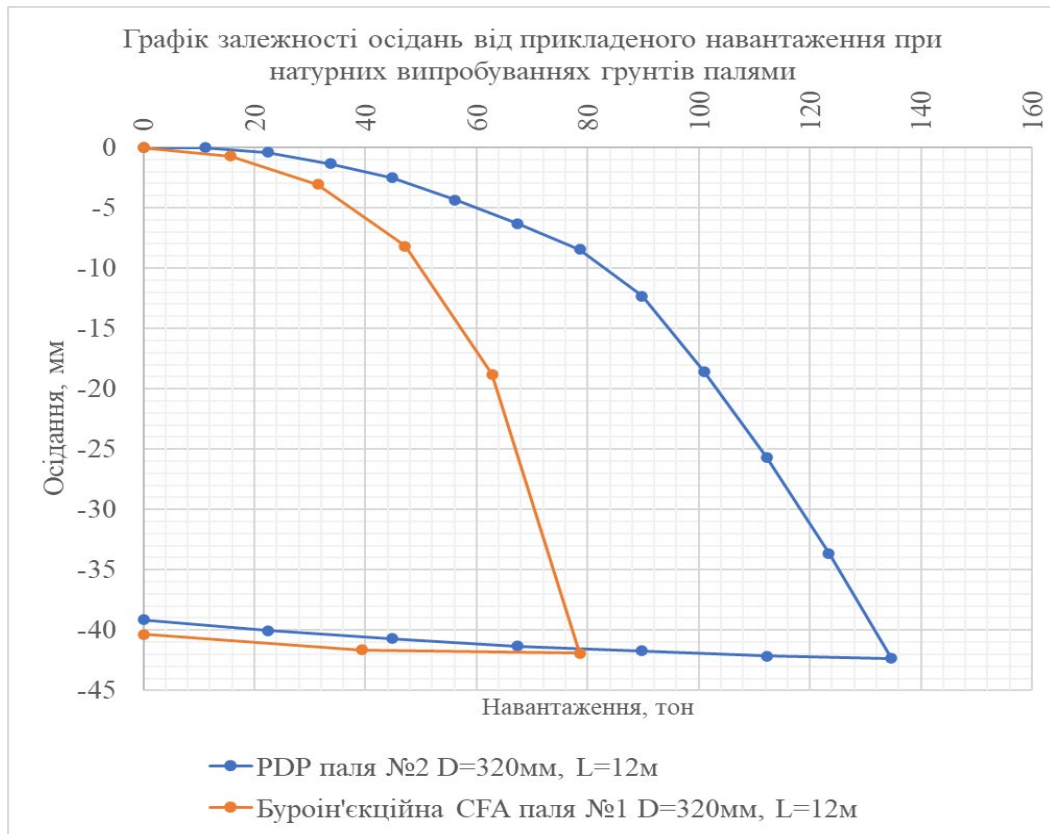


Рис. 6. Графік залежності осідань від навантаження за результатами натурних випробувань  
 Fig. 6. Load-settlement curve based on the results of field tests

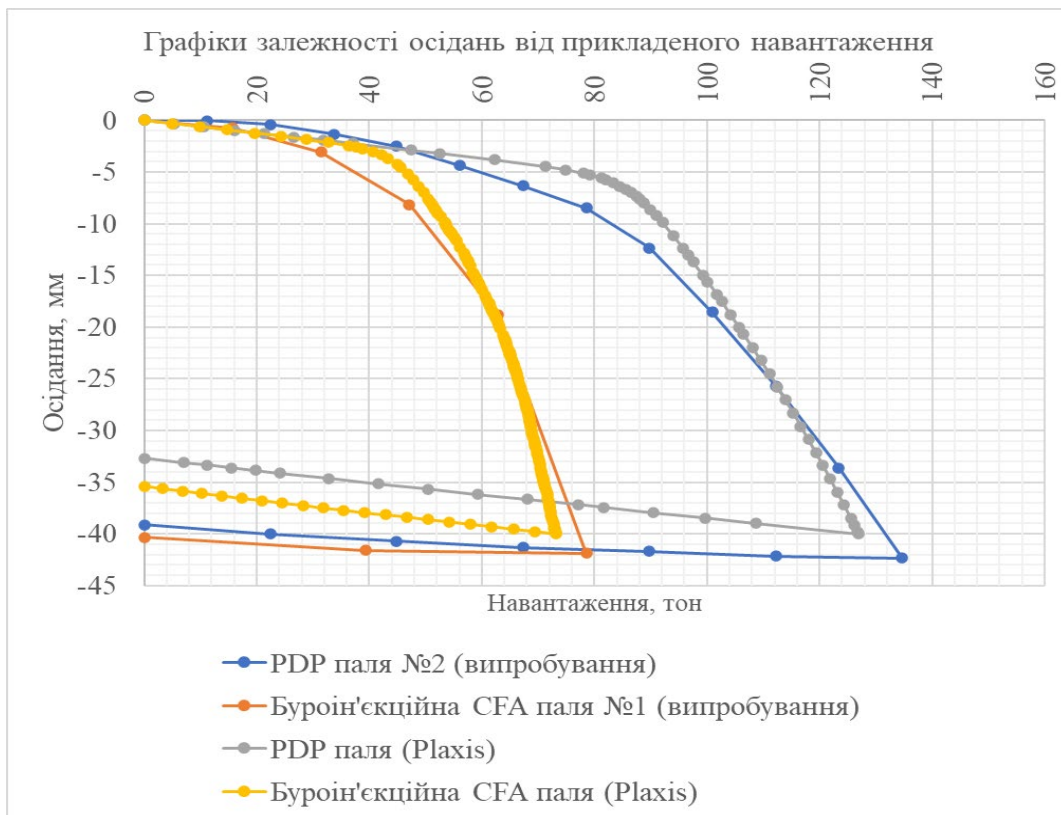


Рис. 7. Порівняння графіків залежності осідань від прикладеного навантаження  
 Fig. 7. Comparison of load-settlement curves

## ВИСНОВКИ

Отримані результати свідчать про досить високу ефективність методу скінченних елементів, реалізованого в програмному комплексі Plaxis, при моделюванні НДС системи «паля-грунтове середовище» та прогнозуванні несучої здатності бурових паль малого діаметру. Це підтверджується досить незначними розбіжностями при порівнянні отриманих результатів числового моделювання із натурними випробуваннями випробуваннями.

Даний підхід може бути використані під час техніко-економічного порівняння та прийняття кінцевих рішень при проектуванні фундаментів будівель та споруд.

Для подальшого вдосконалення методів моделювання слід розглядати поведінку палі при навантаженні в різних типах ґрунтів.

В цілому, отримані результати дозволяють зробити висновок, що числове моделювання методом скінченних елементів в Plaxis є зручним та ефективним інструментом для прогнозування несучої здатності бурових паль малого діаметру з достатньо високою точністю і може широко застосовуватись при геотехнічному проектуванні, за умови наявності відповідного досвіду та кореляції з даними натурних випробувань.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Визначення несучої здатності бурроін'єкційної палі великого діаметру за допомогою різних методів. / І.П. Бойко, Ю.В. Карпенко, С.М. Новофастовський, В.С. Подпратов // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА – 2004. – Вип. 28. – С. 79-94.
2. Маєвська І. В. Вдосконалення методики визначення несучої здатності бурових паль. / І. В. Маєвська, Н. В. Блашук, С. В. Романов // *Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: НДІБК. – 2016. – вип. 83. – С.616-625.
3. Винников Ю. Л. Математичне моделювання влаштування та роботи бурроін'єкційних паль / Ю. Л. Винников, В. П. Левченко, А. М. Пащенко // *Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.:

НДІБК. – 2011. – вип. 75: В 2-х кн.: Книга 2 – С.140-149.

4. Зоценко М. Л. Особливості влаштування бурроін'єкційних паль у водонасичених піщаних ґрунтах / М. Л. Зоценко та ін. // *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. – Полтава: ПНТУ, 2010. – Вип. 3 (28). — с. 82-88.
5. Tol F. Modelling the bearing capacity of displacement piles in sand. / Tol F, Broere W. // *Proceedings of The Institution of Civil Engineers-geotechnical Engineering* – E.: ICE Publishing, 2006 – pp.195-206.
6. Cabella E. Axially loaded pile; numerical models vs. experimental data. / Cabella E., Passalacqua R // *Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems* – Vienna: Springer, 1998 – pp. 97–106.
7. Kos J. Non-linear analyses of axially and laterally loaded bored piles. / Kos J // *Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems* – Vienna: Springer, 1998 – pp. 121–130.
8. Wenhert M. Numerical analyses of load tests on bored piles. / Wenhert M., Vermeer P. A. // *Proceedings of the 9th International Symposium on Numerical Methods in Geomechanics* – Ottawa: Balkema, Leiden, 2004 – pp. 505–511.
9. ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) Ґрунти. Методи польових випробувань палями. – К.: Укрархбудінформ, 1997. – 58 с.
10. ДСТУ Б EN 1536:2015 Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Палі бурові (EN 1536:2010, IDT) – К.: ДП «ДНДІБК», 2016. – 116 с.
11. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – К.: ДП «ДНДІБК», 2010. – 10 с.

## REFERENCES

1. Boyko I.P., Karpenko Y.V., Novofastovskyi S.M., Podpriatov V.S. (2004) Vyznachennia nesuchoi zdatnosti buroiniektiinoi pali velykoho diametru za dopomohoiu riznykh metodiv [Determination of the bearing capacity of a large-diameter borehole injection pile with the help of various methods]. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 28, 79-94 (in Ukrainian).
2. Mayevska, I.V., Blaschuk N.V., Romanov S.V. (2016) Vdoskonalennia metodyky vyznachennia nesuchoi zdatnosti burovykh pal [Improvement of the method of determining the

- bearing capacity of bored piles]. *Budivelni konstruksii. Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. - Kyiv: NDIBK, 83, 616-625 (in Ukrainian).
3. Vynnykov Y.L., Levchenko V.P., Pashchenko A.M. (2011) Matematychni modeliuvannia vlashtuvannia ta roboty buroinieksiinykh pal [Mathematical modeling of the installation and performance of CFA piles]. *Budivelni konstruksii. Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: NDIBK, 75, Book 2, 140-149 (in Ukrainian).
  4. Zotsenko M.L. (2010) Osoblyvosti vlashtuvannia buroinieksiinykh pal u vodonasychenykh pishchanykh gruntakh [Specialties of CFA pile installation in water-saturated sandy soils]. *Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobudu-vannia, budivnytstvo)*, Poltava: PNTU, 3 (28), 82-88 (in Ukrainian).
  5. Tol F., Broere W. (2006). Modelling the bearing capacity of displacement piles in sand. *Proceedings of The Institution of Civil Engineers-geotechnical Engineering*, E.: ICE Publishing, 159. 195-206 (in English).
  6. Cabella E., Passalacqua R. (1998) Axially loaded pile numerical models vs. experimental data. *Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems*. Vienna: Springer, 97–106 (in English).
  7. Kos J. (1998) Non-linear analyses of axially and laterally loaded bored piles. *Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems*. Vienna: Springer, 121–130 (in English).
  8. Wenhert M., Vermeer P. A. (2004). Numerical analyses of load tests on bored piles. *Proceedings of the 9th International Symposium on Numerical Methods in Geomechanics*. Ottawa: Balkema, Leiden, 505–511 (in English).
  9. DSTU B V.2.1-1-95 (GOST 5686-94) (1997) Grunty. Metody polovykh vyprobuvan paliamy [Soils. Field test methods with piles]. Kyiv: Ukrakhbudinform, 58 (in Ukrainian).
  10. DSTU B EN 1536:2015 (2016) Vykonannia spetsialnykh heotekhnichnykh robit. Pali burovi [Execution of special geotechnical works. Bored piles]. (EN 1536:2010, IDT), Kyiv: NDIBK, 116 (in Ukrainian).
  11. DSTU B B.2.1-27:2010 (2010) Osnovy ta fundamenti sporud. Pali. Vyznachennia nesuchoi zdatnosti za rezultatamy polovykh vyprobuvan [Bases and foundations of structures. Piles. Determination of bearing capacity based on the results of field tests]. Kyiv: NDIBK, 10 (in Ukrainian).

### Comparison of the bearing capacities of a small-diameter bored pile obtained from the results of field tests and numerical modeling

*Pavlo Soroka*

**Summary.** Abstract. The paper compares the results of modeling static soil tests with a small-diameter drill pile with the data obtained from field tests. The calculations were performed by numerical modeling using the PC software "Plaxis", which is based on the finite element method. This problem was solved in a flat (2D) formulation for an axisymmetric model, which makes it possible to analyze the stress-strain state (SSS) and the interaction of elements of the pile-soil environment system.

Separate computational models were created for two types of piles made using different technologies: a bored- CFA pile and a drilled pile with partial soil displacement. In order to take into account the preload history in order to maximize the models' approximation to real conditions, the calculations were performed in 4 stages in accordance with the construction sequence: Stage 1 - initial stage (determination of the initial stresses in the soil massif in the natural state), Stage 2 - excavation to the design mark of the pit bottom, Stage 3 - testing of the soils with a pile by static load. Stage 4 - pile unloading. Based on the results of the calculations, the SSS and the interaction of the elements of the "pile-soil environment" system have been analyzed and compared the settlement graphs obtained from the results of the calculations with the data of field tests.

It is shown that the use of a plane axisymmetric FEM is a sufficiently effective approach for assessing the stress-strain state and understanding the interaction of elements of the pile-soil system, as well as predicting the bearing capacity of piles for further design of the pile foundation before obtaining the results of field tests. In addition, the labor intensity and time consumption of this approach are relatively low compared to other alternative methods.

With appropriate experience in using this approach in different soil conditions with appropriate comparison with field test data, it can be applied in the feasibility study and final decisions on the choice of a particular type of foundation.

**Keywords.** bored piles, pile bearing capacity, numerical modelling, pile load testing.

## Оцінка впливу висотного будинку на напружено-деформований стан основи та конструкцій існуючих будівель в умовах щільної забудови

Віктор Носенко<sup>1</sup>, Людмила Бондарева<sup>2</sup>, Максим Хоронжевський<sup>3</sup>, Остап Кашоїда<sup>4</sup>

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

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

<sup>2</sup>milabondareva@gmail.com, orcid.org/0000-0001-7392-814X

<sup>3</sup>khronzhevskiy.ubp@gmail.com, orcid.org/0000-0001-5797-7304

<sup>4</sup>o.o.kashoida@gmail.com, orcid.org/0000-0002-9234-4489

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.49-60

**Анотація.** Однією з найбільш актуальних проблем сучасного містобудування є поступове зменшення територій придатних для будівництва, особливо, в межах історичних районів міст. Це спонукає забудовників все частіше освоювати ділянки в складних інженерно-геологічних умовах які ще й доволі часто знаходяться в межах щільної забудови.

На сьогоднішній день, будівництво багатофункціональних житлових комплексів поєднує в собі як зведення висотних житлових секцій так і будівель комерційної нерухомості з багаторівневими паркінгами що доволі часто розташовуються в безпосередній близькості одна до одної. Нерідко послідовність зведення цих будівель розтягується в часі на роки, а то й десятиліття, як то через несприятливий економічний клімат чи нестабільність політичної ситуації в країні, що призводить до введення в експлуатацію лише окремих черг будівництва. Подальше відновлення будівельних робіт вимагає врахування взаємовпливу нового будівництва та виконання спостережень за вже зведеними раніше будівлями під час будівництва нових споруд.

Виконання глибоких котлованів на етапі влаштування фундаментів нових будівель, а також значна вага висотних будинків зумовлює зміну напружено-деформованого стану навколишнього ґрунтового масиву, тому перед проектувальниками постає задача у визначенні впливу такого будівництва на оточуючу забудову.

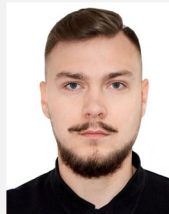
В даній роботі представлено результати дослідження зміни напружено-деформованого стану несучих конструкцій та фундаментів



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



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



**Максим Хоронжевський**  
аспірант кафедри  
геотехніки



**Остап Кашоїда**  
PhD  
асистент кафедри  
геотехніки

існуючої будівлі при врахуванні взаємовпливу суміжної висотної секції житлового комплексу.

Розрахунки виконані у двох незалежних програмних комплексах Plaxis 3D та ЛІРА-САПР, в просторовій постановці задач, для комплексної оцінки НДС системи «ґрунтова основа-фундамент-надземні конструкції».

Визначено зону впливу нового будівництва на оточуючу забудову, величини та характер додаткових осідань ростверків суміжних споруд.

Показано закономірності зміни розрахункових зусиль в палях, що засвідчують зменшення поздовжніх зусиль в палях до двох разів на межі стикування з фундаментами новобудови та збільшення навантаження на палі центральної зони до 17%. Отримані результати показують тенденцію перерозподілу напружень в ростверку, а також в несучих вертикальних конструкціях нижнього поверху існуючої будівлі.

**Ключові слова:** напружено-деформований стан, існуюча будівля, пальовий фундамент, нелінійна модель ґрунтової основи, числове моделювання.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Питання взаємного впливу сусідніх будівель багатосекційних комплексів, особливо, в умовах довготривалих пауз будівельного процесу, є досить важливим, оскільки вимагає врахування зміни напружено-деформованого стану (НДС) основи та конструкцій вже зведених раніше споруд. Його ігнорування може призвести до розвитку додаткових деформацій ґрунтової основи та конструкцій, виникнення граничних зусиль в несучих елементах будівлі або перерозподілу напружень між елементами каркасу, які не були передбачені попередніми розрахунками, наслідком чого, може бути порушення нормальних умов експлуатації цих будівель.

Діючі нормативні документи [1] рекомендують використовувати аналітичний метод кутових точок, для оцінки взаємного впливу споруд, однак у випадку складної конфігурації будівель, різної глибини закладання фундаментів та врахуванні реології і нелінійної механіки ґрунтів він є малоефективним або практично неможливим.

Вирішення такого роду задач можливо шляхом взаємного розрахунку будівель як просторової системи “ґрунтова основа – фундаменти – надземні конструкції”, що дозволяє максимально наближено врахувати геометричне розташування будинків, особливості їх зведення та експлуатації, нашарування ґрунтових умов та їх властивості.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженню питання формування напружено-деформованого стану в умовах щільної забудови або прибудови суміжних споруд присвячено чимало робіт, зокрема [2-4]. Насамперед, в них наголошується, що при проектуванні в таких умовах необхідно враховувати взаємовплив сусідніх будівель, при цьому розрахунок відповідальних споруд потрібно виконувати як системи “ґрунтова основа – фундамент – надземні конструкції”, що на практиці неможливо реалізувати за допомогою традиційних аналітичних методів, тому на допомогу приходять – числове моделювання. Такі розрахунки, повинні максимально наближати скінченно-елементі моделі до реальних умов будівництва та експлуатації споруд, враховувати послідовність зведення будівель та прикладання навантаження в часі, стратиграфію геологічної будови та взаємодію з огорожуваними конструкціями.

## МЕТА РОБОТИ

Дослідити зміну напружено-деформованого стану ґрунтової основи та конструкцій існуючої будівлі внаслідок прибудови висотної житлової секції комплексу.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка будівництва на основі якого виконано дослідження знаходиться в м. Київ на правому березі р. Дніпро і в минулому була розрізана значною сіткою ярів та балок, що обумовлює її складний рельєф. Будівельний майданчик має значний ухил на північний-схід із загальним перепадом абсолютних відміток поверхні в межах 157,0 – 168,0м, і знаходиться в зоні щільної забудови житловими і адміністративними будівлями, межує з підземними паркінгами житлових будинків.

З південно-західної сторони майданчика будівництва влаштовано дворівневу систему підпірних стін з буронабивних паль діаметром Ø620мм та Ø1020мм, яка забезпечує утримання ґрунтового масиву зі одного

боку майданчику. Палі підпірної стіни розташовані в два ряди і пов'язано між собою загальним ростверком, на якому додатково влаштовано контрфорси. Поміж тим, на майданчику в минулому був влаштований котлован та було розпочато будівництво цокольних поверхів, залишки яких знаходяться на ділянці і досі, а їх ростверк, за проектним рішенням, вирішено включити до складу пальового фундаменту новобудови.

Об'єкт будівництва – висотна житлова секція багатофункціонального комплексу зі стилістичною частиною в якій розташовуються багаторівневий підземний паркінг та інженерні і комерційні приміщення. Конструктивна схема будівлі – монолітний залізобетонний безригельний каркас з ядрами жорсткості (стіни сходово-ліфтового вузла) та стінам. Крок вертикальних елементів каркасу – нерегулярний, змінюється в залежності від поверху, згідно з архітектурно-планувальними рішеннями. За проектним рішенням, фундамент новобудови представлений пальовим фундаментом зі ступінчастим ростверком різної товщини із загальним перепадом до 4,7м, який об'єднує існуючі палі діаметром  $\varnothing 620\text{мм}$ , довжиною 27м (що були виконані за попереднім проектом) та нові бурові палі діаметром  $\varnothing 820\text{мм}$ , довжиною 24м та 22м на абсолютній відмітці низу 133,30м. Існуюча житлова будівля має 27 надземних та 6 підземних поверхів, виконана за каркасно-монолітною схемою та розташована на пальовому фундаменті з паль

діаметром  $\varnothing 620\text{мм}$ , довжиною 27м та 22м, які об'єднані плитним ростверком товщиною 1800мм, який частково повторює перепад початкового рельєфу на ділянці.



Рис.1 Схема ділянки будівництва  
Fig.1. Scheme of the construction site.

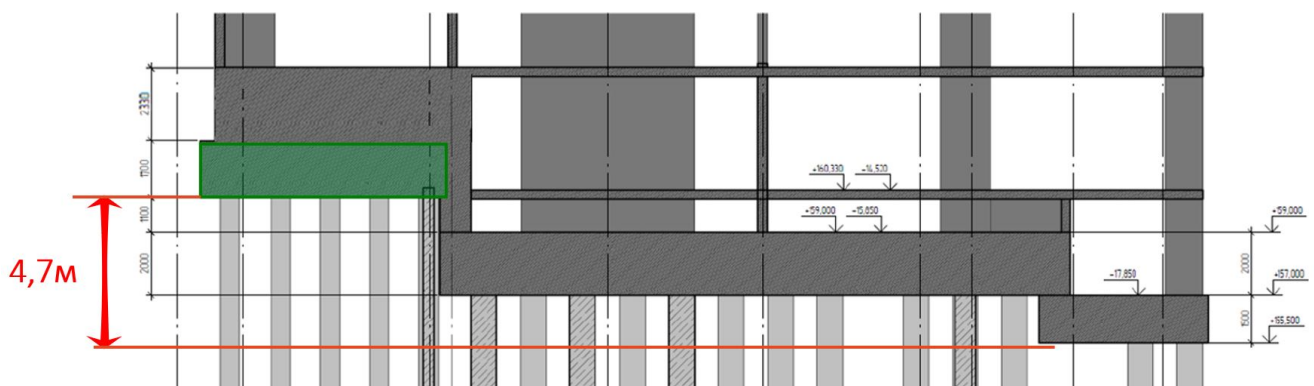


Рис.2 Поперечний розріз ростверку новобудови  
Fig.2. Cross-section of the foundation for new building.

Стилобатна частина в якій розташовано паркінг має часткове заглиблення, фундаменти споруди пальові, об'єднані окремими ростверками товщиною 1200мм. Стикування існуючої будівлі та новобудови реалізовано шляхом влаштуванням деформаційного шва, відстань між ростверками будівель становить 100мм.

Поміж тим, поряд з будівельним майданчиком розташовано дві існуючі малоповерхові цегляні будівлі на фундаментах неглибокого закладання, що були побудовані в середині минулого століття і за період своєї експлуатації зазнали пошкоджень, пов'язаних з деформаційними процесами ґрунтів та фундаментів цих будівель, які визначають їх стан як непридатний для нормальної експлуатації.

В межах розвіданої товщі на глибину до 60м, геологічна будова ділянки сформована комплексом четвертинних відкладів, які підстиляються породами неогенового та палеогенового періодів. Повне найменування ґрунтів та їх фізико-механічні характеристики в умовах природнього залягання, що були визначено за результатами інженерно-геологічних вишукувань наведено в табл.1, а нашарування ґрунтів в напрямку перепаду рельєфу показано на рис. 3.

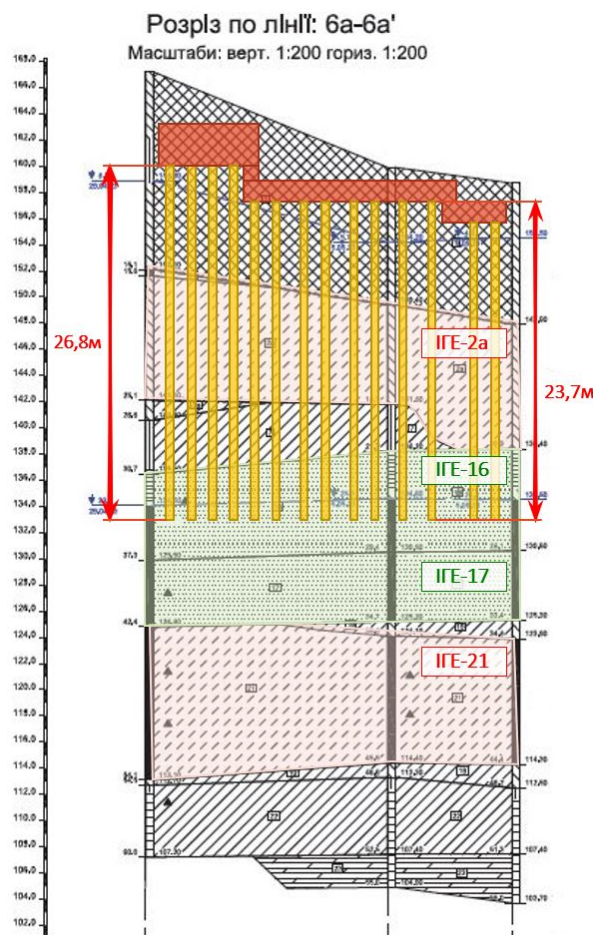


Рис.3 Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика в напрямку перепаду рельєфу

Fig.3. Geological cross-section in dip direction for construction site.

Табл. 1. Фізико-механічні властивості ґрунтів  
Table 1. Physical and mechanical soil parameters

Номер ІГЕ	Назва ґрунту (номенклатурна)	Питома вага	Природна вологість	Число пластичності	Вологість на межі розкошування	Показник текучості	Коефіцієнт пористості	Питома зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації	коефіцієнт Пуассона
		$\gamma$	W	$I_p$	$W_p$	$I_L$	e	c	$\phi$	E	$\nu$
		кН/м <sup>3</sup>	(д.о.)	(д.о.)	(д.о.)	(д.о.)	(д.о.)	кПа	град	МПа	(д.о.)
Н	Насипний ґрунт - пісок, сугісок з включенням будівельного сміття	16.87					0.75	8	20	8	0.3
2а	Сугісок пластичний та текучий	19.23	0.216	0.07	0.14	0.66	0.66	16	24	11	0.35
3а	Суглинок м'якопластичний	20.31	0.22	0.09	0.16	0.67	0.63	24	20	12	0.37
4	Пісок дрібний	19.23	0.211	-	-	-	0.64	0.7	30	27	0.3
5а	Сугісок лесовидний, пластичний	17.36	0.191	0.07	0.16	0.44	0.79	18	22	9	0.35
7	Суглинок тугопластичний	19.23	0.206	0.1	0.16	0.46	0.66	38	16	17	0.37
16	Пісок дрібний, пілуватий, щільний	17.27	0.046	-	-	-	0.58	1	32	57	0.3
16*	Пісок дрібний, пілуватий, щільний (водонасичений)	20.11	0.219	-	-	-	0.58	1	32	57	0.3
17	Пісок пілуватий, дрібний, щільний	20.31	0.22	-	-	-	0.57	1	32	58	0.3
19	Суглинок м'якопластичний	19.62	0.249	0.09	0.19	0.66	0.7	59	27	29	0.37
21	Сугісок пластичний та текучий	20.50	0.215	0.04	0.18	0.88	0.58	24	25	33	0.35
22	Суглинок (наглинок) тугопластичний та напівтвердий	19.33	0.249	0.14	0.26	-0.07	0.71	75	25	37	0.37
23	Глина мергельна, напівтверда	19.33	0.259	0.22	0.25	0.04	0.74	124	27	47	0.31

Згідно результатів вишукування, верхня частина будови сформована шаром насипних ґрунтів, що в минулому було використано для перепланування рельєфу, також будова характеризується наявністю слабких ґрунтів, представлених текучими супісками (ІГЕ-2а). Під ними залягають дрібні щільні "полтавські" піски (ІГЕ-16, ІГЕ-17), які є основи для палів нижче в стисненій зоні фундаментів залягають супіски пластичні та текучі (ІГЕ-21).

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю двох водоносних горизонтів, що зафіксовані в межах абсолютних відміток 152,2 -162,0м та абсолютних відміток 133,1 -134,9м.

### ЧИСЛОВА МОДЕЛЬ

Для вирішення поставленої задачі виконано два незалежні розрахунки споруд як системи «основа – фундамент – надземні конструкції» у програмних комплексах

Plaxis 3D та ЛІРА-САПР, що дозволяє виконати ефективний аналіз НДС, опираючись на особливості розрахункового апарату кожного з них.

Орієнтованість ПК Plaxis 3D на геотехнічні розрахунки дозволяє, з високою точністю відобразити особливості ґрунтових умов ділянки будівництва та встановити взаємодію будівель з ґрунтовим масивом, конструкціями огородження котлованів та оточуючими спорудами.

Методами числового моделювання створено тривимірну скінчено-елементну модель існуючих будівель та новобудови з ґрунтовим масивом, яка враховує геометричне розташування конструкцій будівель, рельєф та нашарування ґрунтових умов. Розміри скінчено-елементної моделі становлять 180x165x74м, а на її межах накладено відповідні граничні умови виходячи з критерія збіжності результатів розрахунку не більше 2% при поступовому збільшенні розмірів моделі.

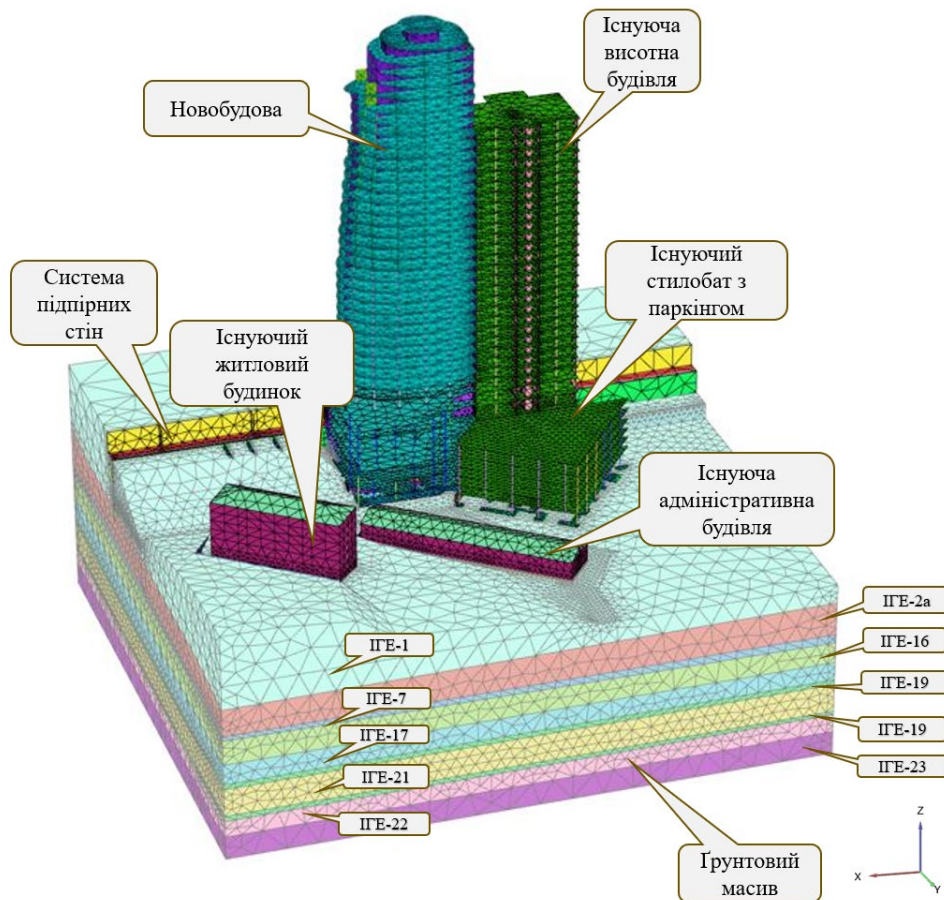


Рис.4 Скінчено-елементна модель в Plaxis 3D.  
Fig.4. Finite element model in Plaxis 3D.

Моделювання різних типів паль в складі пальового фундаменту реалізовано за допомогою вбудованих балок типу «embedded beam», з призначенням їм несучої здатності палі ( $F_d$ ) згідно результатів статичного зондування та випробування паль статичним вдавлюючим навантаженням. Сумісна робота заглиблених частин фундаменту та стін з оточуючим ґрунтом реалізована шляхом введення «інтерфейсних елементів».

Розрахунок моделі виконувався у декілька стадій, які відповідають етапам від накопичення природних напружень та далі послідовного будівництва будівель і дозволяють врахувати еволюцію НДС. При цьому, розрахунок виконується кроково-ітераційним методом з поступовим прикладанням навантаження на всіх стадіях.

Крім того, було розроблено розрахункову схему в ПК ЛІРА-САПР, яка дозволяє, з більшою ефективністю, визначити зусилля в несучих елементах конструкцій існуючої будівлі та виявити перерозподіл напружень між елементами каркасу для перевірки достатності прийнятого армування згідно попереднього розрахунку окремої будівлі. Розрахункова схема також включає в себе об'ємний ґрунтовий масив, що побудований на основі даних звіту про інженерно-геологічні вишукування, пальові фундаменти та несучі конструкції надземної частини будівель. Деформації та напруження, що виникають у несучих конструкціях (плитах перекриття, пілонах, стінах, фундаментах) під дією зовнішніх навантажень описувались рівняннями теорії пружності. Залізобетонна плита ростверку у числовому моделюванні описувалась оболонками, які працюють на згин та сприймають напруження стиску/розтягу. Палі у числовому моделюванні описувались стержнями, що працюють на стиск та згин. Плити перекриття, пілони, діафрагми та стіни працюють на згин, зсув та стиснення (розтяг) в усіх напрямках.

Прийнята модель деформування ґрунтів в обох схемах – пружно-пластична поведінка ґрунтового середовища з критерієм міцності Кулона-Мора, параметри якої отримано шляхом ідентифікації фізико-механічних

характеристик ґрунтів, визначених у польових та лабораторних умовах з даними випробувань дослідних паль статичним навантаженням.

На майданчику будівництва, протягом тривалого періоду, було проведено декілька етапів інженерно-геологічних вишукувань, згідно з якими було виконано декілька випробувань паль різного діаметру та довжин статичним вдавлюваним навантаженням і для кожного отримано графіки залежності осадання паль від навантаження. Методом числового моделювання було відтворено процес випробування паль та отримано характеристики ґрунтової моделі, що корелюються з результатами осідання паль в натурних дослідних паль [5,6]. Результати ідентифікації параметрів ґрунтів представлені у вигляді графіків «осідання-навантаження» для обраних дослідних паль №1 та №2, діаметром 820 мм, які є складовою пальового поля новобудови. Уточнені параметри моделі прийняті для подальшого розрахунку.

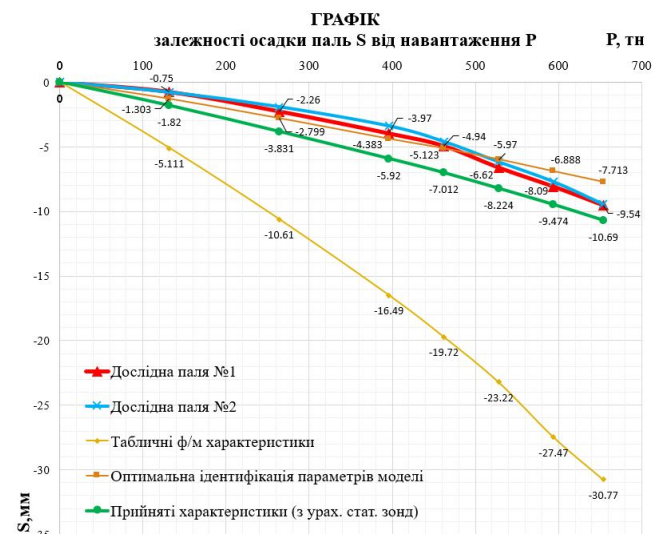


Рис.5 Ідентифікація параметрів ґрунтової моделі.

Fig.5. Validation of soil parameters.

Реалізація стадійності розрахунку дає можливість оцінити осідання фундаментів існуючих будівель, що відповідають конкретному етапу зведення житлового комплексу та виявити розвиток додаткових деформацій внаслідок зведення новобудови.

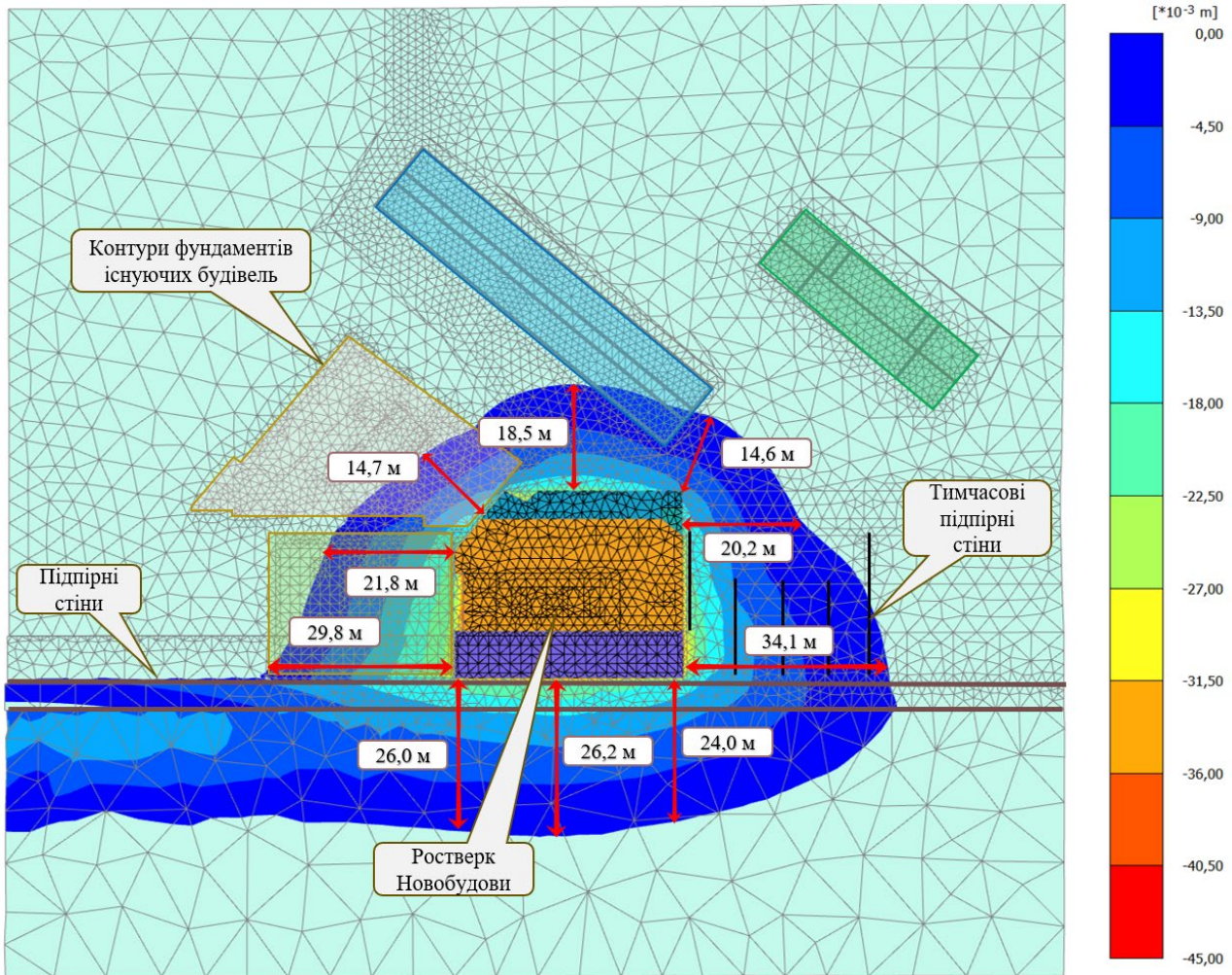


Рис.6 Зона впливу новобудови на ґрунтовий масив.

Fig.6. The influence area of the new building on the soil massif.

За результатами комплексного розрахунку напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в межах ділянки прилеглої до об'єкта будівництва визначено зону впливу на додаткові осідання фундаментів існуючих будівель від дії експлуатаційних навантажень новобудови на ґрунт основи, яка становить 0,6...0,9 В (L) від граней фундаменту нової секції, де В (L) – розмір ростверку новобудови у відповідному напрямку.

Також було проаналізовано характер осідання ростверку існуючої 27 поверхової будівлі в процесі поетапного розрахунку, визначено початкові осідання після етапу її зведення та прикладання повних експлуатаційних навантажень. Максимальні осідання ростверку висотної частини зосереджені в середині плити під ядром жорсткості і складають 33мм, наближаючись до кутів плити значення осідань зменшуються і досягають величини 20мм.

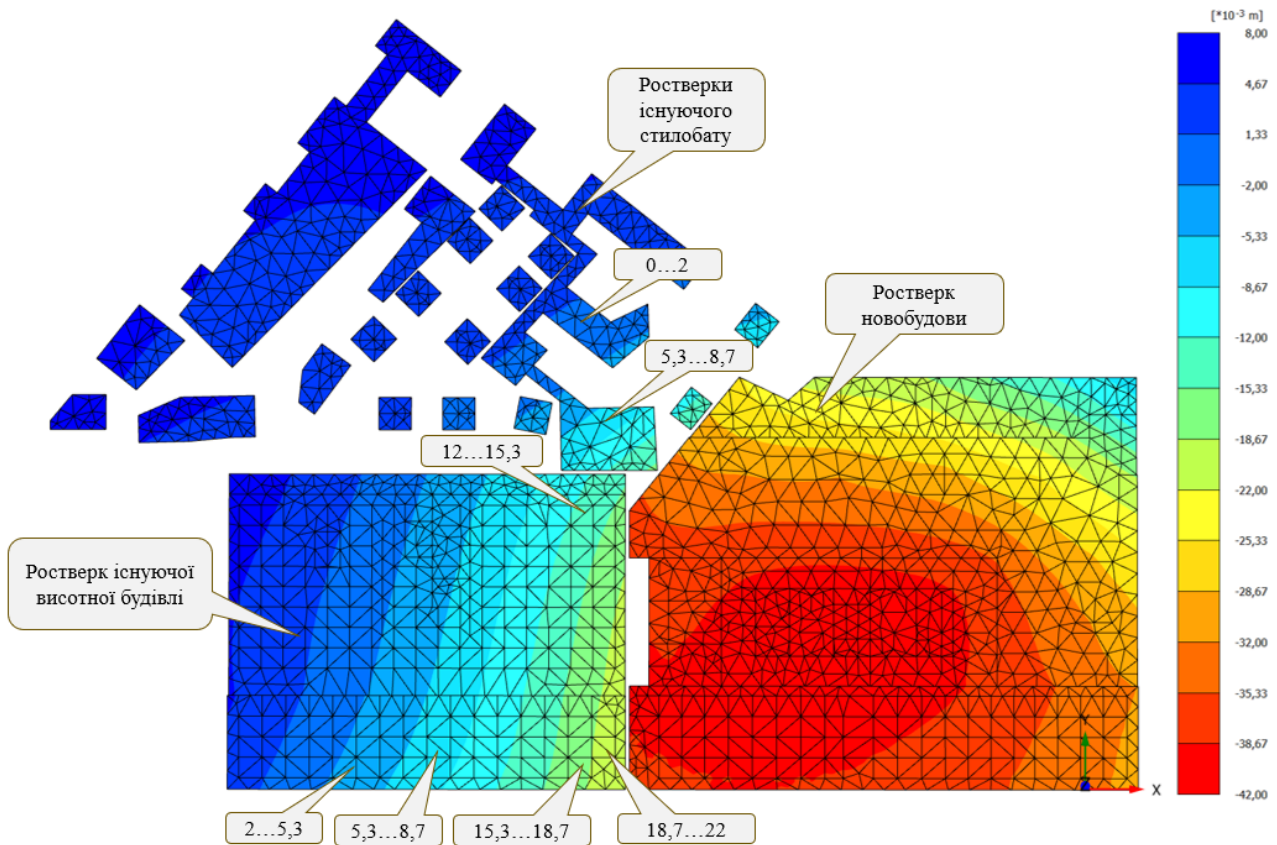


Рис.7 Додаткові осідання існуючих будівель та повне осідання Новобудови, мм.  
Fig.7. Additional displacements of existing buildings and total displacements of the new building.

На останньому етапі розрахунку отримано значення додаткових осідань ростверків існуючих споруд та повні осідання новобудови, що представлені на рис.7. Найбільших додаткових деформацій зазнають конструкції висотної будівлі зони примикання до ростверку вже зведеної частини фундаменту новобудови за попереднім проектом, а їх значення знаходяться в діапазоні 18...22мм. В стилобатній частині існуючої будівлі також найбільше осідає зона, що межує з прибудовою а її значення становлять до 14мм.

Крім того, було проаналізовано зміну напруженого стану ґрунтового масиву в активній зоні пальового фундаменту існуючої висотної будівлі внаслідок прибудови нової житлової секції комплексу.

Було виділено 6 розрахункових точок в ґрунтовому масиві в залежності від віддаленості до ростверку новобудови, для яких визначено приріст вертикальних напружень, що показано на рис.8. Так до початку будівництва об'єкту повні вертикальні напруження  $\sigma_{zz}$  в ІГЕ-16 (Пісок дрібний), що слугує основою паль, знаходяться в діапазоні (876...1052кПа). Після зведення житлової секції новобудови, спостерігається приріст вертикальних напружень  $\sigma_{zz}$  під вістрям паль існуючої висотної будівлі до 27%, абсолютні значення напружень становлять – (876...1222кПа).

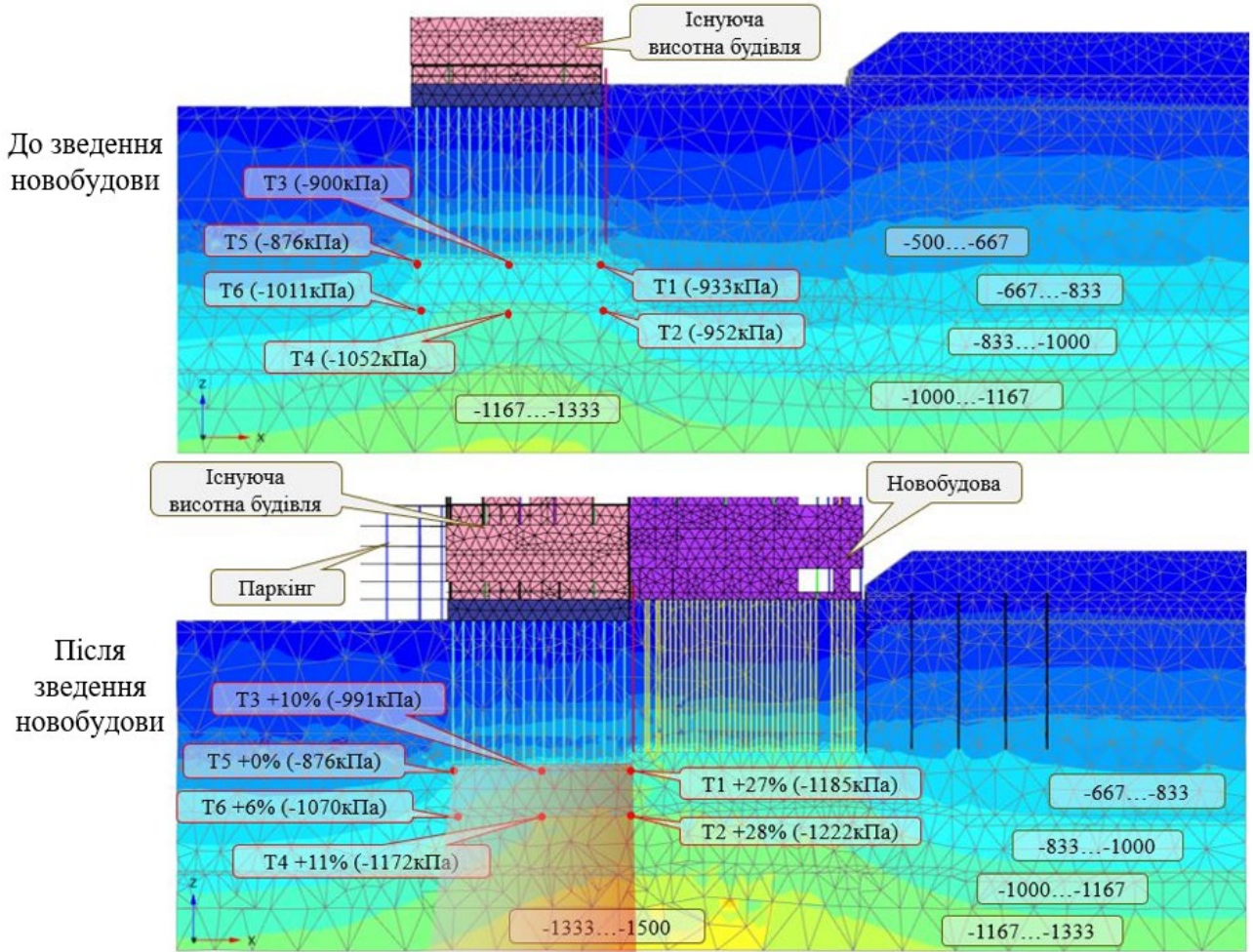


Рис.8 Повні вертикальні напруження  $\sigma_{zz}$  в активній зоні пальового фундаменту існуючої будівлі, кПа.  
Fig.8. Total vertical stresses  $\sigma_{zz}$  in the active zone of the pile foundation of an existing building, kPa.

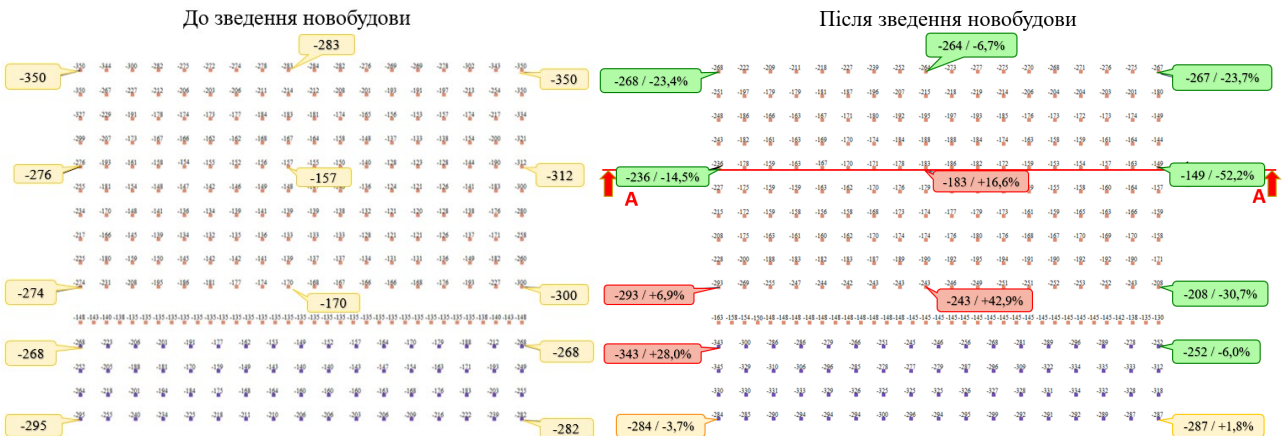


Рис.9 Осьові зусилля в палях існуючої будівлі, тс.  
Fig.9. Axial forces in piles of an existing building, ts.

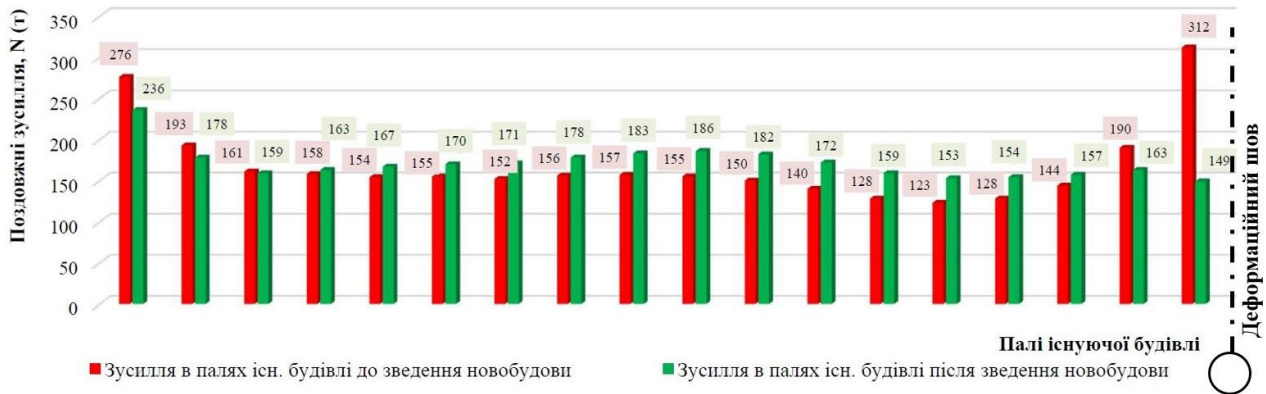


Рис.10 Розподіл стискуючих зусиль в палях по розрізу А-А.  
Fig.10. Distribution of compressive forces in piles along cross-section A-A.

За результатами числових розрахунків в ПК ЛІРА САПР на граничні сполучення навантажень, встановлено перерозподіл поздовжніх зусиль в палях існуючої будівлі з периферії до центру, внаслідок додаткової жорсткості пальового фундаменту новобудови та зміни крайових умов роботи паль. Найбільший ефект спостерігається в зоні, деформаційного шва з новобудовою. Так, для паль першого та другого ряду від деформаційного шва, що знаходяться в периферійній зоні пальового поля існуючої будівлі спостерігається зменшення стискуючих зусиль до 52%, водночас палі центральної зони сприймають додаткові зусилля в діапазоні – 7...17%. Однак, слід зазначити, що таке зростання зусиль не перевищує їх несучу здатність та є допустимим.

Що стосується плитних конструкцій пальового фундаменту, то проведений аналіз НДС існуючої будівлі, засвідчує кількісну зміну згинальних моментів в плиті ростверку.

Для ростверку висотної частини будівлі на відм. низу +153,500 зафіксовано збільшення максимальних прольотних моментів в зоні примикання з новобудовою до 31%, натомість опорні моменти в межах ядра жорсткості та в зонах стикування колон з ростверком зазнають зменшення до 28%.

Окрім плит ростверків було проаналізовано напружено-деформований стан в колонах нижніх поверхів. На рис.12 показано найбільш навантажені колони нижнього поверху, що з'єднуються з ростверком та зміну їх зусиль при врахуванні взаємовпливу нової секції житлового комплексу.

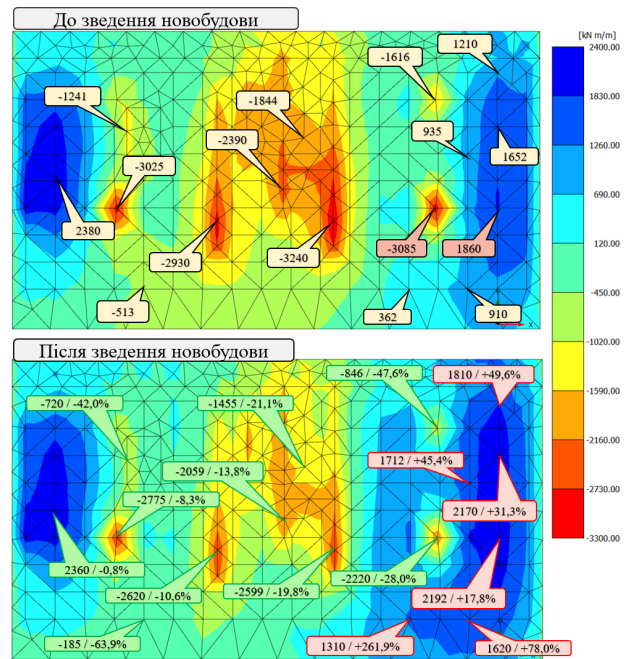


Рис.11 Згинальні моменти  $M_{11}$  в фундаментній плиті на відм. низу +153,500, кНм/м.  
Fig.11. Bending moments  $M_{11}$  in the foundation slab at the bottom level +153,500, kNm/m.

Можемо спостерігати, що колона №1 сприймає додаткове стискуюче зусилля до 19%, натомість відбувається зменшення згинальних моментів до 29%. Такий ефект може бути визначальним при перевірці здатності сприймати розрахункові зусилля несучими елементами каркасу, і потребувати прийняття додаткових рішень, щодо підсилення конструкцій у разі недостатності робочого армування.

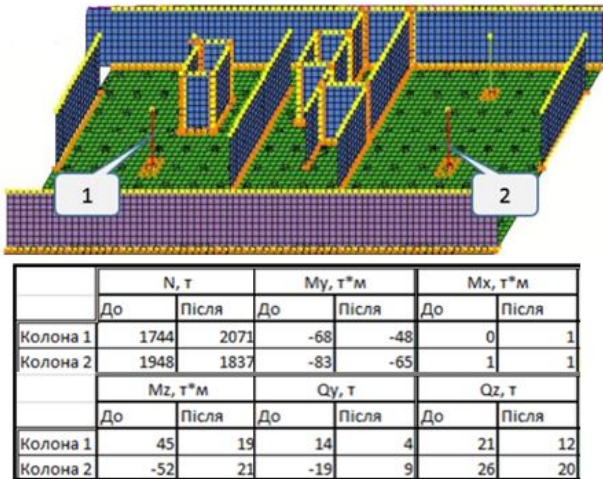


Рис.12 Зусилля в колонах нижнього поверху.  
Fig.12. Forces in the columns of the lower floor.

## ВИСНОВКИ

Визначено, що максимальна зона впливу нового будівництва на додаткові осідання фундаментів існуючих будівель знаходиться в межах 35м, що становить приблизно  $0,9 L$  – довжини ростверку новобудови.

Вертикальне напруження ґрунтового масиву в активній зоні пальового фундаменту існуючої висотної будівлі збільшилося до 27% внаслідок впливу додаткового навантаження від пальових фундаментів нового висотного будинку.

Показано перерозподіл зусиль в палях існуючої висотної будівлі з периферії до центру, внаслідок зміни крайових умов роботи паль. Спостерігається зменшення зусиль в палях периферійної зони в межах до 52%, водночас палі центральної зони зусилля зросли на 7-17% від початкових значень.

Визначено перерозподіл зусиль в ростверках існуючої висотної будівлі, при спорудженні поряд нової секції, спостерігається збільшення максимальних прольотних згинальних моментів до 31% в зоні, що межує з новобудовою, також виявлено зменшення пікових зусиль в зонах опирання колон та стін до 28%, порівняно з величинами до початку будівництва.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБН В.2.1–10:2018. – [Чинний від

- 2019–01–01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 36с.
2. Бойко І. П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І. П. Бойко, В. О. Сахаров // *Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2004. – Вип. 28. – С. 3–10.
3. Носенко В.С. Особливості проектування фундаментів суміжних висотних споруд / В. Носенко // *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві: Науковий журнал*. – В.: ВНТУ. – 2009. – Вип. 6, №1 – С.44-47.
4. Підлуцький В.Л. Формування напружено-деформованого стану основи при зведенні комплексу висотних будинків / В. Підлуцький // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип. 36. – С. 65-79.
5. Бойко І.П. Ідентифікація параметрів ґрунту на основі натурних випробувань паль. / І. Бойко, Л. Скочко, М. Хоронжевський // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 9-18.
6. Бойко І.П. Числове моделювання взаємодії бурової палі та основи з врахуванням дилатансії / І. Бойко, О.Кривенко, О. Гаврилюк // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С. 9-16.
7. Boyko I.P. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / I.P. Boyko, V.S. Boyandin, A.E. Delnik, A.L. Kozak, A.S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics*. № 62. – 1992. – p. 316-328.
8. Plaxis 3D CONNECT Edition V21.01. Reference manual, Bentley Systems & Delft University of Technology, The Netherlands, 2021, 600 p.

## REFERENCES

1. *Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya*: DBN V.2.1–10:2018. (2019) Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 36 (in Ukrainian)
2. Boiko I.P., Sakharov V.O. (2004). Napruzheno-deformovanyi stan gruntovoho masyvu pry prubudovi novykh fundamentiv pobly-zu isnuichykh budynkiv [Stress-strain state of the soil massif during the addition of new foundations near existing buildings]. *Osnovy i fundamenti. Mizhvidomchuj nauково-tekhnichnyj zbirnyk*. K.: KNUBA, (28), 3-10 (in Ukrainian).

3. Nosenko V.S. (2009). Osoblyvosti proektuvannia fundamentiv sumizhnykh vysotnykh sporud [Design features of the foundations of adjacent high-rise buildings] *Suchasni tekhnologii, materialy i konstruksii v budivnytstvi: Naukovyi zhurnal*. V.: VNTU, (6, №1), 44-47 (in Ukrainian).
4. Pidlutskyi V.L. (2005) Formuvannia napruzhenno-deformovanoho stanu osnovy pry zvedeni kompleksu vysotnykh budynkiv [Formation of the stress-strain state of the base during the construction of a complex of high-rise buildings]. *Osnovy ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. K.: KNUBA, (36), 65-79 (in Ukrainian).
5. Boyko I., Skochko L., Khoronzhevskiy M. (2021). Identifikatsia parametriv gryntiv na osnovi rezyltativ natyrnih vuprobuvan pal [Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. K: KNUBA, (42), 9-18 (in Ukrainian).
6. Boyko I., Krivenko O., Gavryliuk, O. (2023). Chyslove modeliuвання vzaiemodii burovoi pali ta osnovy z vrakhuvanniam dylatansii [Numerical simulation of interaction bored pile and soil mass with taking into account the dilatancy of the soil]. *Bases and Foundations: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. K: KNUBA, (46), 9-16 (in Ukrainian).
7. Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. (1992). Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics*, (62), 316-328.
8. Plaxis 3D CONNECT Edition V21.01. (2021). Reference manual, Bentley Systems & Delft University of Technology, The Netherlands, 600 p.

**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**

*Viktor Nosenko,  
Liudmyla Bondareva,  
Maksym Khoronzhevskiy,  
Ostap Kashoida*

**Summary.** One of the most progressive problems of modern urban planning is the gradual decrease in areas suitable for construction, especially within the historical districts of cities. This prompts

developers to increasingly develop sites in difficult engineering and geological conditions, which are often located within dense buildings.

Today, the construction of multifunctional residential complexes combines the construction of high-rise residential sections and commercial real estate buildings with multi-level parking lots, which are often located in close proximity to each other. Often, the sequence of construction of these buildings is stretched over years or even decades, for example, due to an unfavorable economic climate or the instability of the political situation in the country, which leads to the commissioning of only certain stages of construction. The subsequent resumption of construction work requires taking into account the mutual impact of new construction and observations of previously constructed buildings during the construction of new structures.

The execution of deep pits at the stage of laying the foundations of new buildings, as well as the substantial weight of high-rise buildings, causes a change in the stress-strain state of the adjacent soil massif, so designers face the task of determining the impact of such construction on the adjacent buildings.

This article presents the results of a study of the change in the stress-strain state of load-bearing structures and foundations an existing building, taking into account the mutual impact of an adjacent high-rise section of a residential complex.

The calculations were performed in two independent software systems Plaxis 3D and LIRA-FEM, in the spatial formulation of tasks, for a comprehensive assessment of the SSS of the system "soil base-foundation-superstructure".

The zone of impact of new construction on the adjacent buildings, the values and character of additional displacements of foundations of adjacent structures are determined. The regularities of changes in the calculated forces in piles are shown, which indicate a decrease in axial forces in piles up to two times at the interface with the foundations of the new building and an increase in the load on the piles of the central zone by up to 17%. The obtained results show a tendency to redistribute stresses in the foundation slab from the bearing zones to the span zones, as well as in the bearing vertical structures of the lower floor of the existing building.

**Key words.** stress-strain state, existing building, pile foundation, nonlinear model of soil foundation, numerical modeling.

## Ідентифікація розрахункових параметрів моделі ґрунту Hardening Soil на базі лабораторних випробувань ґрунту

Віктор Носенко <sup>1</sup>, Дмитро Нечипоренко <sup>2</sup>, Олексій Фадєєв <sup>3</sup>

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

<sup>1</sup>nosenko.vs@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846

<sup>2</sup>dimanechiporenko072@gmail.com, orcid.org/ 0009-0006-6697-2381

<sup>3</sup> ТОВ "ОСНОВА" 17, вул. Ковпака, Київ, Україна, 03150

<sup>3</sup>info@osnova-group.com.ua

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.61-74

**Анотація.** Розглянуто питання визначення на основі лабораторних випробувань ґрунтів у приладах компресійного та тривісного стиску параметрів сучасної моделі ґрунту Hardening Soil, яка використовується в багатьох програмних комплексах, призначених для розв'язання геотехнічних задач. Модель дозволяє враховувати зміни деформаційних параметрів ґрунтів в залежності від рівня діючих напружень та описати процеси деформування дисперсних ґрунтів при складних траєкторіях навантаження /розвантаження.

Також у роботі представлені результати лабораторних досліджень глини напівтвердої «київський мергель» в приладі тривісного стиску і одометрі. На основі цих даних визначалися міцнісні параметри ґрунту: ефективне зчеплення ( $c'$ ) і ефективний кут внутрішнього тертя ( $\phi'$ ), а також деформаційні параметри модулі деформації:  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ .

Для кореляції результатів числового моделювання з реальною поведінкою глинистого ґрунту в програмному комплексі Plaxis, використовуючи віртуальну лабораторію SoilTest, моделювалося випробування в приладі тривісного стиску та виконувалась ідентифікація параметрів ґрунту. Такий підхід дозволяє підвищити точність і якість результатів розрахунку.

Було визначено, що найбільш чутливими параметрами є січний модуль жорсткості  $E_{50}^{ref}$  та коефіцієнт руйнування  $R_f$ . Їх чутливість у відсотках відповідно складає 65,9% та 32%.

Варіюючи характеристики  $c'$  і  $\phi'$ , під час випробувань у віртуальній лабораторії моделювалося руйнування зразка відповідно до



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



**Дмитро Нечипоренко**  
аспірант кафедри  
геотехніки



**Олексій Фадєєв**  
Директор департаменту  
інженерних вишукувань ТОВ  
"ОСНОВА"

реальних досліджень ґрунту. Тому дуже важливо правильно визначати ці параметри, адже це може призвести до недооцінки або ж навпаки переоцінки міцності ґрунтової основи.

Приведено результати ідентифікації основних параметрів моделі Hardening Soil за допомогою віртуальної лабораторії SoilTest. У ПК Plaxis досягнуто відхилення результатів числового моделювання випробувань та даних фактичних лабораторних випробувань в межах 5%.

**Ключові слова.** модель Hardening Soil, модуль деформації, параметри моделі, лабораторні випробування, прилад тривісного стиску, одометр, ідентифікація параметрів.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасних умовах будівництва перед інженерами-геотехніками постає багато різноманітних складних задач і для їх вирішення сьогодні часто використовують числове моделювання процесів взаємодії конструкцій з ґрунтовим середовищем із застосуванням сучасного геотехнічного програмного забезпечення (Plaxis, GEO5, Midas GTS NX, Zsoil та ін.). Програмні комплекси дозволяють моделювати еволюцію напружено-деформованого стану ґрунтового масиву та геотехнічних об'єктів на різних етапах їх життєвого циклу. Основним питанням є вибір та обґрунтування параметрів моделі ґрунтового середовища, яка враховує зміни пов'язані з утворенням (первинною консолідацією) та змінами (можливим переущільненням) у напруженому стані ґрунтового масиву до початку будівництва, розвантаженням внаслідок розробки котлованів і повторним поступовим навантаженням із зміною жорсткості ґрунтової основи та конструкцій будівель і споруд, що відбувається у процесі будівництва робіт та у перспективі із проявами вторинної консолідації під час експлуатації.

Однією з моделей, що може описувати процеси деформування дисперсних ґрунтів при складних траєкторіях навантаження /розвантаження та враховувати зміни деформаційних параметрів ґрунтів в залежності від рівня діючих напружень є модель Hardening Soil model (HS), що була запропонована Schanz, T., Vermeer, P., Bonier, P. та іншими у роботі [1] і сьогодні реалізована у багатьох геотехнічних програмних комплексах. Визначення фактичних значень її параметрів із використанням сучасного лабораторного обладнання в українських геотехнічних реаліях є актуальною задачею. Отриманий під час вирішення цієї задачі досвід дає змогу в подальшому вірно вибирати програму випробувань ґрунтів в залежності від режимів їх подальшого навантаження, проводити ідентифікацію параметрів моделі

на базі лабораторних випробувань ґрунтів та обґрунтовано застосовувати дану модель при числовому моделюванні геотехнічних задач.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботі Schanz, T., Vermeer, P., Bonier, P. була вперше описана і запропонована модель Hardening Soil (HS) [1]. Ідея покладена авторами в основу моделі HS це гіперболічна залежність між девіаторним навантаженням і осьовою деформацією та залежність модуля жорсткості ґрунту від рівня напружень.

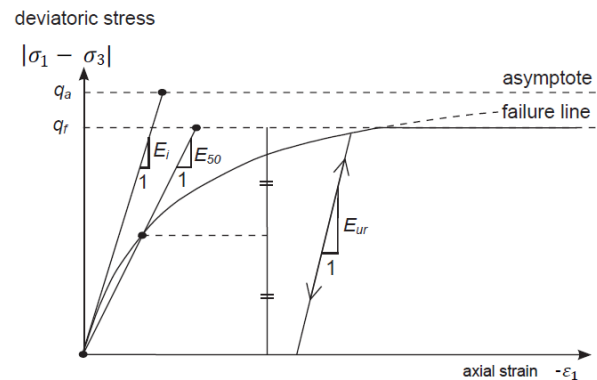


Рис.1. Гіперболічна залежність між напруженнями і деформаціями для стандартного консолідовано-дренованого випробування тривісного стиску.

Fig. 1. Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test.

На відміну від ідеально пружно-пластичної моделі з критерієм міцності Мора-Кулона, поверхня текучості в моделі HS не є фіксованою в просторі головних напружень, а може змінюватися через пластичні деформації (зміцнення ґрунту). Розрізняють два головних типи зміцнення: зміцнення при зсуві або стиску. Зміцнення при зсуві використовується щоб описати незворотні деформації в результаті первинного девіаторного навантаження. Зміцнення при стиску застосовують для моделювання незворотних пластичних деформацій при первинному навантаженні зразка ґрунту в одометрі та ізотропному навантаженню.

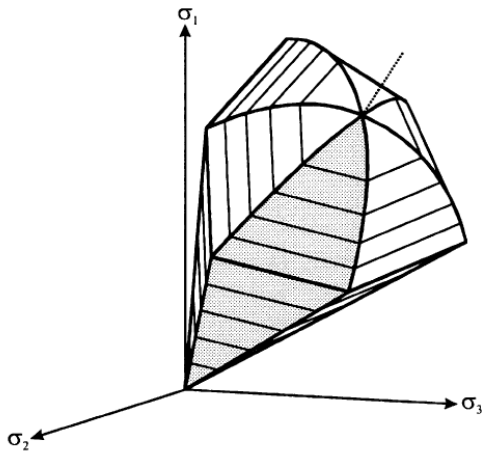


Рис.2. Відображення загального контуру текучості моделі Hardening Soil у просторі головних напружень для незв'язного ґрунту.

Fig.2. Representation of total yield contour of the Hardening-Soil model in principal stress space for cohesionless soil.

В посібнику [2] також була розглянута основні характерні особливості моделі та вибору її параметрів. Цілями цієї праці було висвітлення необхідності використання вдосконалених моделей ґрунту в повсякденній інженерній практиці, полегшити розуміння математичної основи HS, створення рекомендацій практикуючим інженерам для визначення або оцінки параметрів моделі, а також демонстрація важливості використання HS в типових геотехнічних задачах.

В [3] умова текучості для даної моделі описується за допомогою такого виразу:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \text{ для } q < q_f \quad (1)$$

де  $q_a$  – асимптота значення зсувної міцності;  $E_i$  – початковий модуль жорсткості, що пов'язаний з  $E_{50}$  наступною залежністю:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2)$$

$E_{50}$  – це залежний від всебічних напружень модуль жорсткості при первинному навантаженні:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3)$$

де  $E_{50}^{ref}$  – це опорний модуль жорсткості при досягненні 50% міцності, що відповідає опорному всебічному тиску  $p^{ref}$ .

Граничне девіаторне напруження  $q_f$  і  $q_a$  визначаються в наступному рівнянні:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{та} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4)$$

Модуль жорсткості, що використовується при розвантаженні і повторному навантаженні показаний нижче:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (5)$$

Також дана модель використовує дотичний модуль жорсткості отриманий в результаті випробувань ґрунту в одометрі і визначається за наступною формулою:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (6)$$

де  $K_0^{nc}$  - коефіцієнт переущільнення ґрунту, для нормально ущільненого ґрунту за замовчуванням дорівнює  $1 - \sin \varphi$ .

## МЕТА РОБОТИ

Ідентифікація параметрів моделі Hardening Soil для кореляції результатів числового моделювання та реальної поведінки глинистого ґрунту у широкому діапазоні зміни напружень із використанням даних лабораторних випробувань ґрунту у

сучасних автоматизованих приладах одновісного та тривісного стиску.

### ЗАДАЧІ

1. Аналіз та обробка даних отриманих при проведенні лабораторних досліджень глинистого ґрунту у приладах одновісного та тривісного стиску.

2. Визначення деформаційних параметрів глинистого ґрунту на основі фактичних графіків лабораторних випробувань.

3. Ідентифікація параметрів моделі Hardening Soil за допомогою модулю SoilTest у програмному комплексі Plaxis.

### ГЕОЛОГІЧНА СИТУАЦІЯ ДОСЛІДНОГО МАЙДАНЧИКУ

Дослідна ділянка на якій проводилися

геологічні вишукування розташована у м. Києві в центральній частині міста та характеризується абсолютними відмітками землі в межах 157-168 м. Геологічна будова представлена на рисунку 3 характерна для території Кловського яру.

В даній роботі основна увага приділена визначенням параметрів міцності та деформації для ґрунту - глина напівтверда «київський мергель» (ІГЕ-23), що є характерним інженерно-геологічним елементом розрізу правого берегу р. Дніпро у м. Києві і часто є основною паливних фундаментів та інших відповідальних геотехнічних об'єктів, наприклад таких як тунелі метро. Зразок даного ґрунту для випробувань у приладі тривісного стиску було відібрано з глибини 50,5 м (абс. позначка 106,6 м), а для компресійних – з 51,5 м (абс. позначка 105,6 м).

Табл. 1. Значення фізичних характеристик ґрунтів  
Table. 1. Value of physical characteristics of soils

№ ІГЕ	Найменування ґрунту	Вологість, д.од.	Вологість на межі текучості, д. од.	Вологість на межі розкочування д. од.	Щільність скелету, г/см <sup>3</sup>	Щільність мінеральних часток, г/см <sup>3</sup>	Коефіцієнт водонасичення	Число пластичності	Показник консистенції	Коефіцієнт пористості	Коефіцієнт фільтрації, м/доба	Щільність, т/м <sup>3</sup>
		W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	ρ <sub>d</sub>	ρ <sub>s</sub>	S <sub>R</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>L</sub>	e	K <sub>ф</sub>	ρ
1a	Насипний ґрунт – супісок									0,75		1,72
2a	Супісок пластичний з лінзами та прошарками піску	0,216	0,24	0,14	1,61	2,67	0,88	0,07	0,66	0,66	0,5	1,96
16	Пісок дрібний, пилуватий, щільний, серед. ст. водонасич. * - в водонасиченому стані	0,046 0,219*			1,68	2,66	0,21 1,0*			0,58	1-3	1,76 2,05*
17	Пісок пилуватий, дрібний, щільний водонасичений	0,22			1,70	2,66	1,0			0,57	1-3	2,07
19	Суглинок м'якопластичний з лінзами та прошарками піску, ..	0,249	0,28	0,19	1,60	2,72	0,97	0,09	0,66	0,70	0,05	2,00
20	Пісок пилуватий, щільний з лінзами та прошарками глинистих ґрунтів	0,221			1,68	2,66	1,0			0,58	1-2	2,05
21	Супісок текучий з лінзами та прошарками піску пилуватого	0,215	0,22	0,18	1,72	2,71	1,0	0,04	0,88	0,58	0,5	2,09
22	Суглинок (наглинок) напівтвердий	0,249	0,4	0,26	1,58	2,70	0,94	0,14	-0,07	0,71	0,05	1,97
23	Глина напівтверда мергельна	0,259	0,47	0,25	1,57	2,7	0,95	0,22	0,04	0,687	0,001	1,97

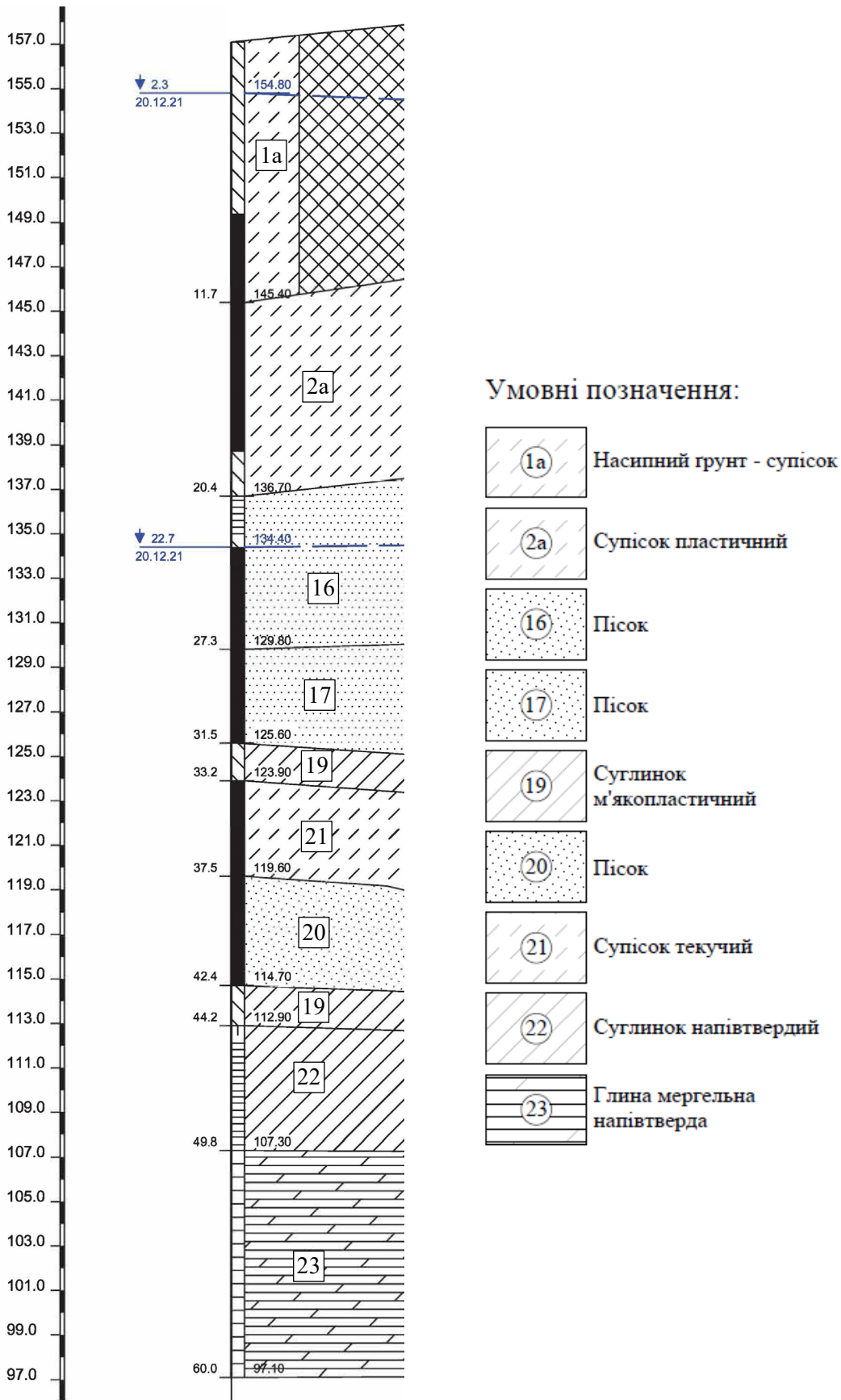


Рис. 3. Геологічна колонка.

Fig. 3. Bore hole.

ВИЗНАЧЕННЯ ЗНАЧЕНЬ  
ОДОМЕТРИЧНОГО МОДУЛЯ  
ДЕФОРМАЦІЇ

Одометр дозволяє визначати параметри стисливість ґрунту без можливості його бічного розширення- коефіцієнт стисливості  $m_0$ , коефіцієнт відносної стисливості  $m_v$  та у подальшому із використанням коефіцієнт  $\beta$ , що залежить від коефіцієнта Пуассона обчислювати значення одометричного модуля деформації ( $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ ).

Дані, які були отримані в результаті випробувань мергельної глини напівтвердої в одометрі при діапазонах тиску до 1,1 МПа

представлені нижче в Табл. 2 та на Рис. 4. Слід відмітити, що за вимогами підходів моделі HS визначення значення деформаційних параметрів необхідно виконувати при так званому референтному значенні тиску  $p^{\text{ref}}$  який геотехнік обрає самостійно в даному випадку  $p^{\text{ref}} = 300$  кПа і відповідне значення одометричного модуля деформації  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  складає близько 10 МПа.

У подальшому фактичні значення модулів деформації при тисках відмінних від заданого перераховуються на основі залежностей моделі (3), (5), (6) таким чином у моделі реалізується зміна жорсткості ґрунту від рівня напружень.

Табл. 2. Результати випробувань глини в одометрі  
Table. 2. Results of clay test in the oedometer system

Нормальний тиск P, МПа	h <sub>к</sub> , см	Δh, см	Відносна деформація d <sub>h</sub> /h <sub>к</sub> , см	Пористість, e	Коефіцієнт стисливості, m <sub>0</sub> , МПа	Коефіцієнт відносної стисливості m <sub>v</sub>	β	E <sub>κ</sub> , Мпа
0,000	2,50	0,000	0,000	0,687			0,74	
0,025		0,010	0,004	0,68	0,27	0,16		4,62
0,050		0,020	0,008	0,674	0,27	0,16		4,61
0,100		0,036	0,014	0,663	0,216	0,13		5,72
0,150		0,050	0,020	0,653	0,189	0,11		6,50
0,200		0,062	0,025	0,645	0,162	0,10		7,54
0,300		0,080	0,032	0,633	0,121	0,07		10,03
0,400		0,095	0,038	0,623	0,101	0,06		11,94
0,500		0,108	0,043	0,614	0,088	0,05		13,62
0,700		0,133	0,053	0,597	0,084	0,05		14,12
0,900		0,150	0,060	0,586	0,057	0,04		20,67
1,100		0,160	0,064	0,579	0,034	0,02		34,50
Глина напівтверда				v=	0,30	$m_v = \frac{m_0}{1+e_0}$	$\beta = 1 - \frac{2v^2}{1-v}$	$E_\kappa = \frac{\beta}{m_v}$
				I <sub>L</sub> =	0,04			
				ρ, т/м <sup>3</sup> =	1,97			

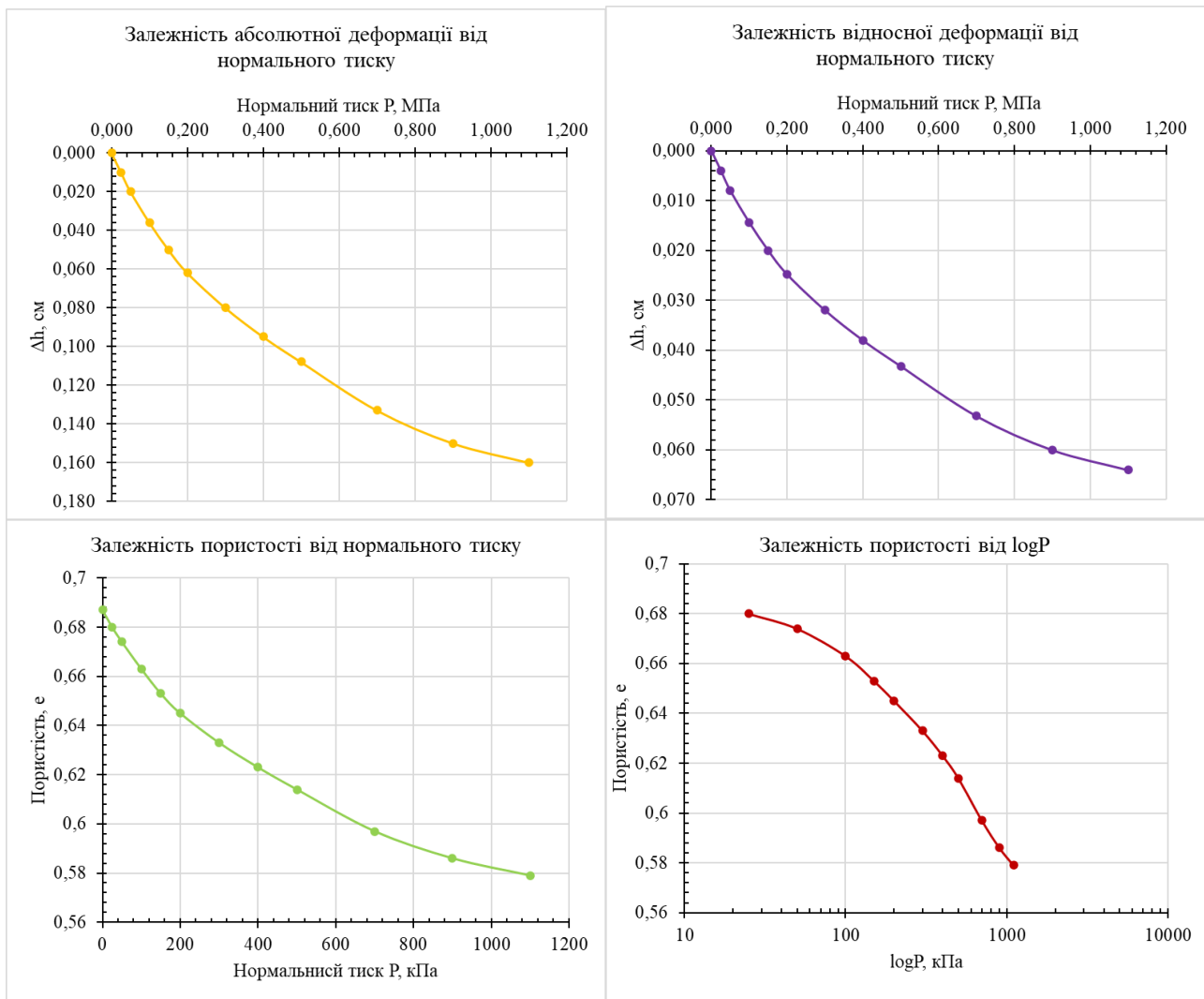


Рис. 3. Графіки отримані при випробуваннях глини в одометрі.  
Fig. 3. Charts obtained during test of clay in an oedometer system.

### ВИЗНАЧЕННЯ ЗНАЧЕНЬ МОДУЛІВ ДЕФОРМАЦІЇ У ПРИЛАДІ ТРИВІСНОГО СТИСКУ

Випробування у приладі тривісного стиску дає можливість відтворити природній напружено-деформований стан ґрунту із дією різних горизонтального і вертикального тисків характерних для відповідних глибин.

З використанням приладу тривісного стиску Wykeham Farrance Tritech 50 на циліндричних зразках ґрунтів розміром близько 38 мм в діаметрі і 75.6 мм по висоті було проведено серію випробувань з метою визначення як параметрів міцності так і параметрів деформативності ґрунту. Навантаження на зразки ґрунту може

прикладатися статично ступенями або кінематично, тобто безперервно з фіксованою швидкістю. Під час проведення випробувань задаючи необхідну величину бічного тиску прямо вимірюються наступні величини: осьове вертикальне навантаження  $P$ , зміна висоти зразка  $\Delta h$ , зміна об'єму зразка  $\Delta V$  і поровий тиск  $P_u$ .

Важливим чинником отримання коректних результатів випробування є якісний відбір, транспортування, підготовка до випробування зразків ґрунту та їх реконсолідація таким чином, щоб напружений стан під час випробувань максимально відповідав природному стану. Якщо цього досягнути не вдасться то можна очікувати суттєвих помилок при визначенні параметрів.

Обробляючи виміряні величини, можна визначити деформаційні і міцнісні параметри ґрунту: модуль об'ємної деформації  $K$ , модуль зсуву  $G$ , модуль загальної деформації при навантаженні  $E$  та розвантаженні  $E_{ur}$ , коефіцієнт поперечної деформації  $\nu$ ,  $\varphi$  – кут внутрішнього тертя,  $\psi$  – кут дилатансії/контракції,  $c$  – питоме зчеплення.



Рис. 4. Прилад тривісного стиску.  
Fig. 4. Standard Triaxial system.

Зазвичай випробування відбуваються в два етапи:

1. Створення тиску в камері приладу, що діє з усіх боків на зразок та відповідає горизонтальному тиску на глибині відбору зразку. Слід відмітити, що тут є певні складнощі із визначенням об'єктивної величини цього тиску так як для цього необхідно знати фактичну величину коефіцієнту бічного тиску  $K_0$ , що для глинистих ґрунтів може бути визначений на основі польових випробувань, наприклад із використанням пресіометру або наближено розрахунком, наприклад із використанням залежності запропонованої J. Я́ку для нормально ущільнених ґрунтів.

2. Прикладання вертикального навантаження до ґрунту при постійному бічному тиску (девіаторне навантаження  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ). Зазвичай приймають  $\sigma_1$  – найбільше головне вертикальне напруження,  $\sigma_2 = \sigma_3$  – головні напруження, що діють на бічну поверхню зразка.

При дослідженнях ґрунтів в залежності від подальшого режиму будівництва і виду ґрунту можуть використовувати одну з трьох схем випробувань:

- Неконсолідовано-недренована (для імітації швидкоплинних процесів навантаження слабких ґрунтів без можливості фільтрації);

- Консолідовано-недренована (для імітації швидких випадків навантаження звичайних ґрунтів без можливості фільтрації);

- Консолідовано-дренована (більшості випадків випробувань ґрунтів при їх довготривалих навантаженнях в основах з можливістю фільтрації).

Руйнування ґрунту відбувається по похилій поверхні (Рис. 5). Таких поверхонь може бути, як одна так і декілька, це залежить від виду ґрунту та умов навантаження.

В даній роботі розглядалися результати випробування в приладі тривісного стиску глини напівтвердої мергельної з глибини 50,5 м. Площа основи зразка складала  $11,38 \text{ см}^2$ , а висота 75,60 мм. Випробування проводилися по консолідовано-дренованій схемі при різних величинах бічного тиску 300кПа та 400кПа. В результаті випробувань декількох зразків даного ґрунту були отримані кола Мора на основі яких визначались ефективні значення кута внутрішнього тертя  $\varphi'$  та питомого зчеплення  $c'$  (Рис. 6.).

Також на основі лабораторних досліджень були побудовані графіки по осі абсцис яких відкладались значення відсотки відносної деформації  $\epsilon$ , а по осі ординат або девіатор  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ , або відносна об'ємна деформація  $\Delta V/V$  або відношення головних напружень  $\sigma_1/\sigma_3$  (Рис. 7).



Рис. 5. Зразок ґрунту: а) до випробування; б) після випробування.  
 Fig. 5. Soil sample: a) before triaxial test; b) after triaxial test.

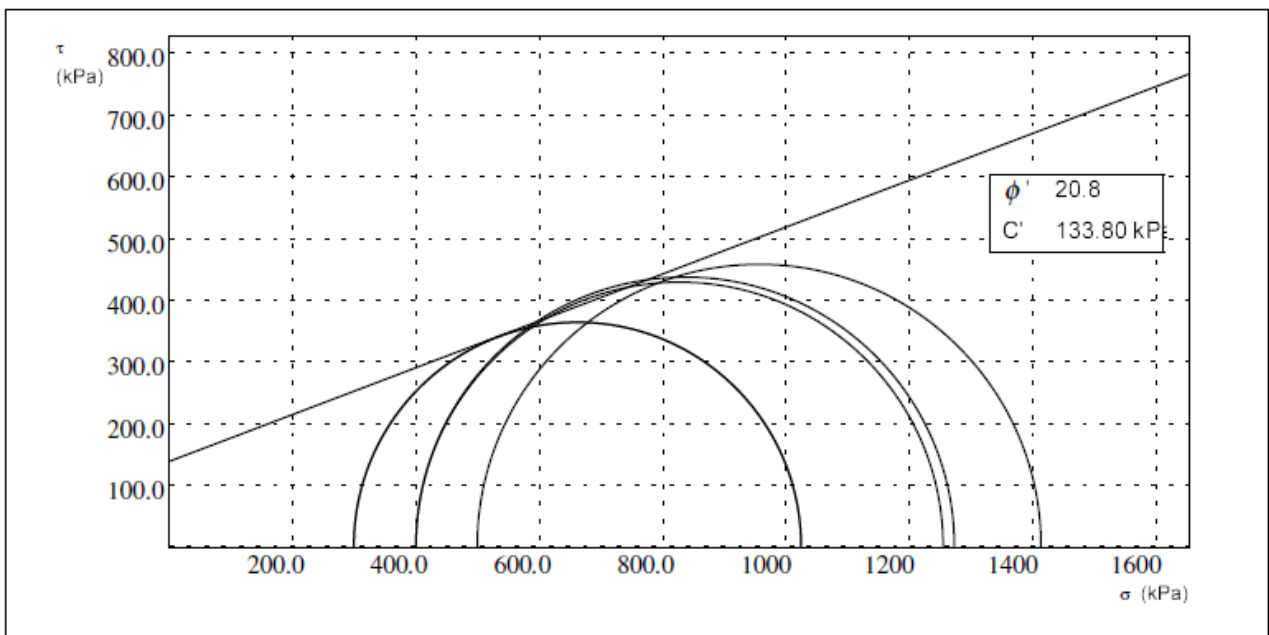


Рис. 6. Кола Мора та параметри міцності ґрунту отримані безпосередньо в результаті випробувань зразків у приладі тривісного стиску.  
 Fig. 6. Mohr's circles and soil strength parameters are obtained directly from the tests of samples in the triaxial system.

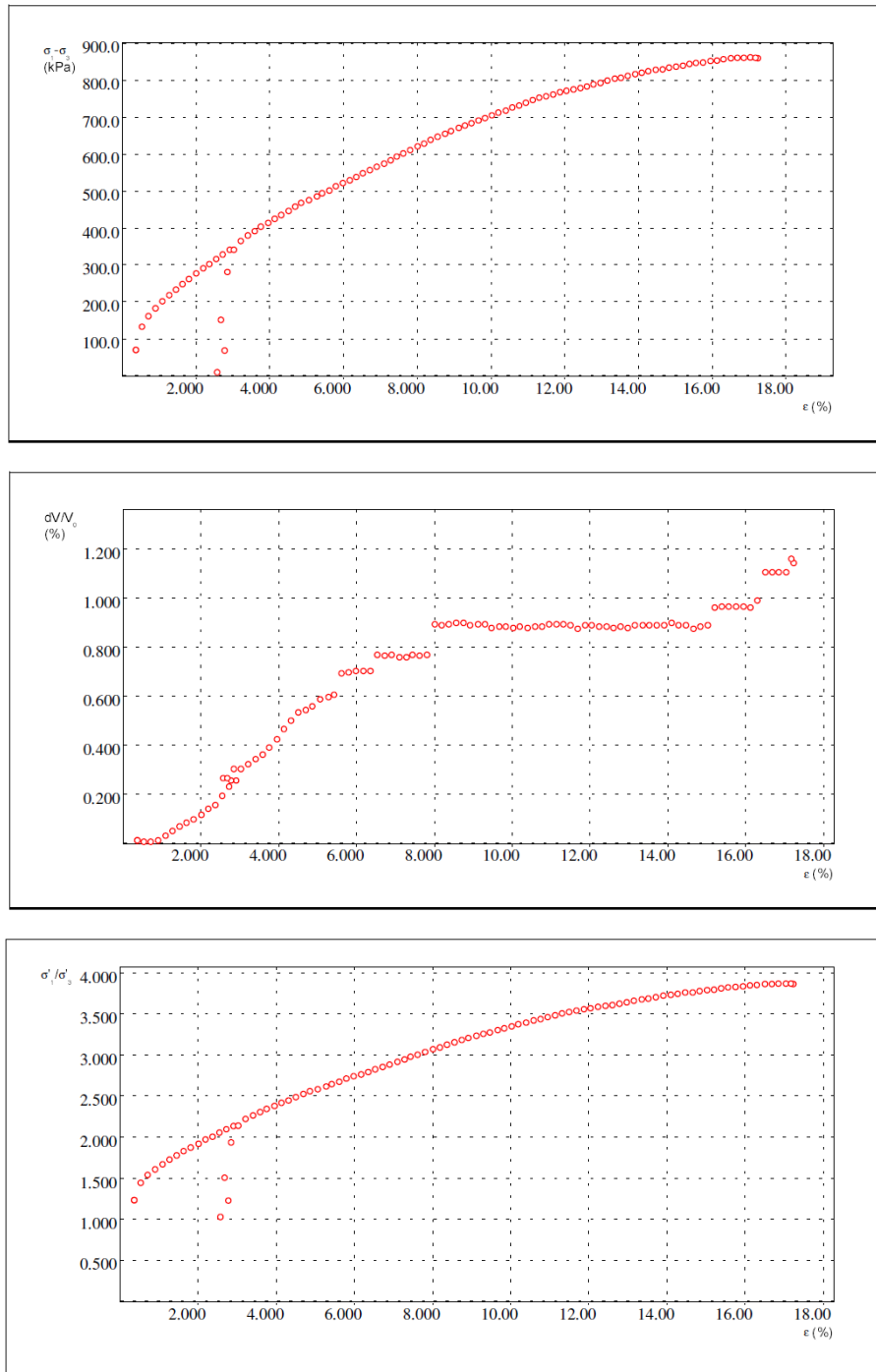


Рис. 7. Графіки отримані на основі випробувань в приладі тривісного стиску.  
 Fig. 7. The charts are obtained based on tests in a triaxial system.

**ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ МОДЕЛІ NS  
 НА ОСНОВІ ДАНИХ ЛАБОРАТОРНИХ  
 ВИПРОБУВАНЬ В ПРИЛАДІ ТРИВІСНОГО  
 СТИСКУ**

Основні параметри моделі:

$c'$  – ефективне зчеплення,  $\text{kH/m}^2$ ;  
 $\phi'$  – ефективний кут внутрішнього тертя,  
 град;

$\psi$  – кут дилатансії, град;

$E_{50}^{\text{ref}}$  – січний модуль жорсткості при стандартному консолидовано-дренованому випробуванні ґрунту на тривісний стиск,  $\text{kH/m}^2$ ;

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  – дотичний модуль жорсткості при первинному навантаженні в одометрі,  $\text{kH/m}^2$ ;

$E_{ur}^{ref}$  – жорсткість ґрунту при розвантаженні/повторному навантаженні,  $\text{кН/м}^2$ .

$m$  – показник степені для залежності жорсткості від рівня напружень;

$p^{ref}$  – тиск у ґрунті при якому визначаються відповідні значення деформаційних характеристик,  $\text{кН/м}^2$ ;

$R_f$  – коефіцієнт руйнування  $q_f/q_a$ .

Значеннями  $m$  та  $R_f$  можна варіювати в певних діапазонах, але правильний вибір цих параметрів дозволяє наблизити криві графіків отриманих у віртуальних лабораторіях для випробування ґрунтів (в Plaxis – це SoilTest) до справжніх результатів, які були отримані під час реальних експериментів. Величина  $R_f$  для більшості ґрунтів складає діапазон між 0,7 і 1, що ж стосується показника степені  $m$ , то його значення змінюються в певних межах для різних ґрунтів по своєму. Якщо ж ми

хочем зробити лінійну залежність між жорсткістю і напруженнями, що діють в ґрунті то можемо встановити  $m=0$ , це буде аналогічно до моделі з критерієм руйнування Мора-Кулона, тобто жорсткість буде незмінною при будь-яких напруженнях.

Вхідні параметри  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  дають можливість моделювати деформації ґрунту більш точно.

На основі даних отриманих під час лабораторних випробувань в Microsoft Excel був побудований графік залежності між девіаторним навантаженням і осьовою деформацією (рис. 6). Значення  $E_{50}^{ref}$  та  $E_{ur}^{ref}$  розраховувалися використовуючи отриманий графік по формулі:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (7)$$

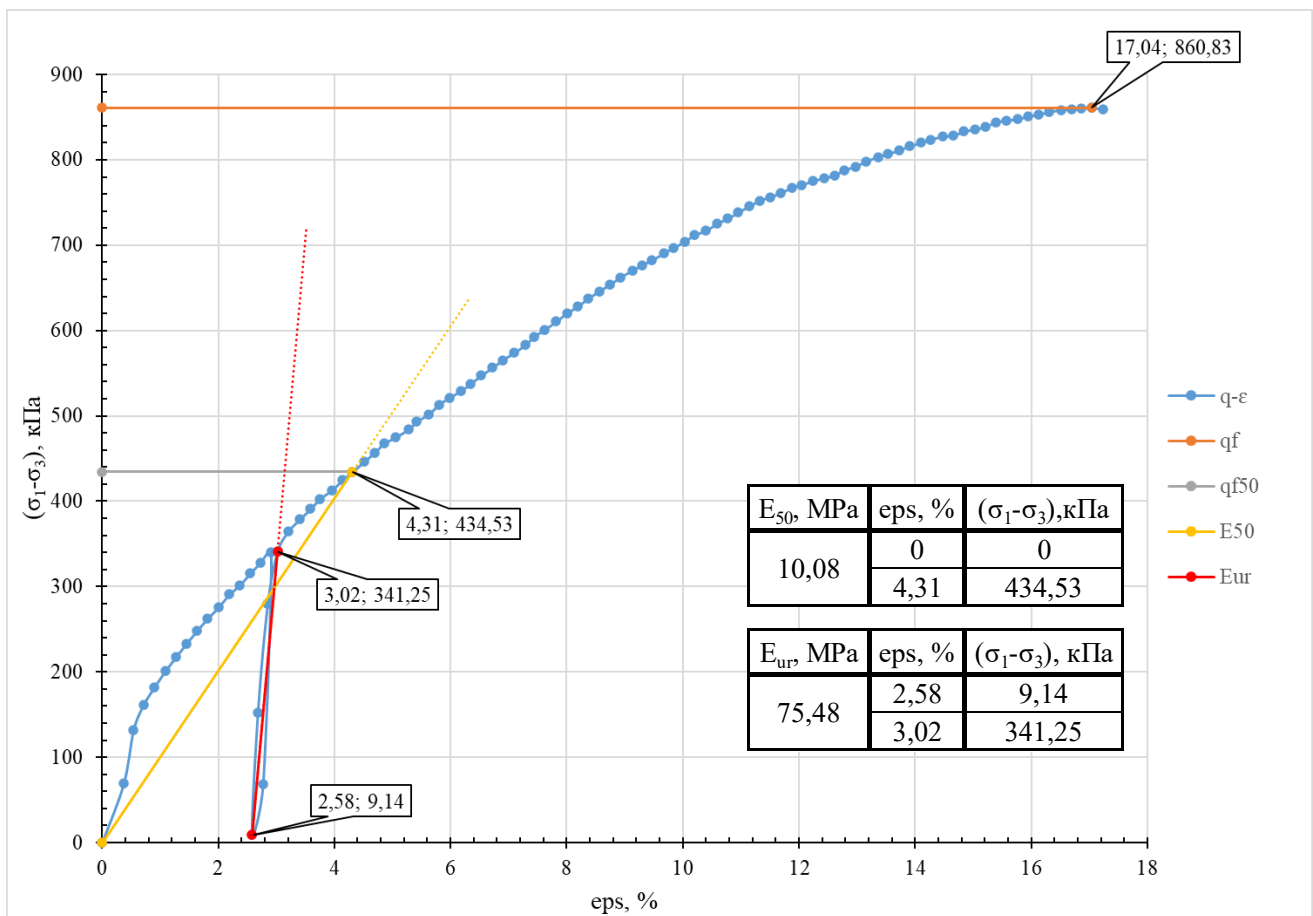


Рис. 8. Графік q-ε за даними з вісного випробування глини при  $P_{ref}=300\text{кПа}$  (Sample 21).

Fig. 8. The chart of q-ε according to the data of the triaxial test of clay at  $P_{ref}=300\text{ kPa}$  (Sample 21)

ІДЕНТИФІКАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ МОДЕЛІ HS У ВІРТУАЛЬНІЙ ЛАБОРАТОРІЇ SOILTEST В ПК PLAXIS

З метою ідентифікації параметрів моделі Hardening Soil в програмі Plaxis був створений ґрунт з вище визначеними параметрами (Рис. 9). Далі, використовуючи, SoilTest моделювалося випробування глини в приладі тривісного стиску. Графіки отримані у віртуальній

лабораторії значно відрізнялися від графіків отриманих під час реальних досліджень. Тому виникла необхідність варіювати певними параметрами моделі для підвищення збіжності (Рис. 10).

Максимальна осьова деформація зразка при опорному тиску  $p_{ref}=300$  кПа згідно лабораторних досліджень склала 17,04 %, ці значення були використані під час моделювання випробувань в SoilTest.

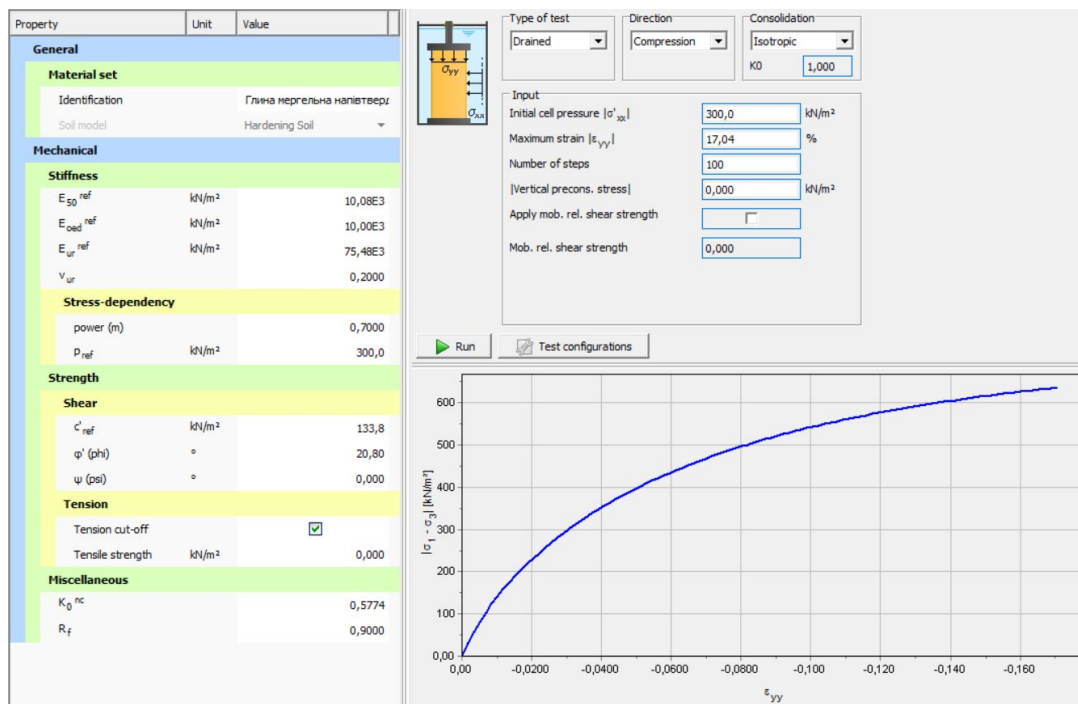


Рис. 9. Моделювання випробувань в приладі тривісного стиску в SoilTest.  
 Fig. 9. Modeling tests in the triaxial apparatus in SoilTest.

Name	Min value	Value	Max value	Units	Optimal	Sensitivity
$E_{50}^{ref}$	10,08E3	10,08E3	13,80E3	kN/m <sup>2</sup>	<b>13,68E3</b>	65,9 %
$E_{oed}^{ref}$		10,00E3		kN/m <sup>2</sup>	<b>10,00E3</b>	0,00 %
$E_{ur}^{ref}$		75,48E3		kN/m <sup>2</sup>	<b>75,48E3</b>	0,00 %
$V_{ur}$	0,2000	0,2000	0,3000		<b>0,2563</b>	3,27 %
power (m)	0,5000	0,7000	0,8000		<b>0,5158</b>	7,32 %
$P_{ref}$		300,0		kN/m <sup>2</sup>	<b>300,0</b>	0,00 %
$c'_{ref}$	130,0	133,8	133,8	kN/m <sup>2</sup>	<b>130,2</b>	2,66 %
$\phi'$ (phi)	20,80	20,80	25,00	°	<b>24,93</b>	100 %
$\psi$ (psi)		0,000		°	<b>0,000</b>	0,00 %
$K_0^{nc}$		0,5774			<b>0,5774</b>	0,00 %
$R_f$	0,7000	0,9000	0,9000		<b>0,7090</b>	32,0 %

Рис. 10. Ідентифіковані параметри моделі Hardening Soil.  
 Fig. 10. Identified parameters and their impact on optimization results.

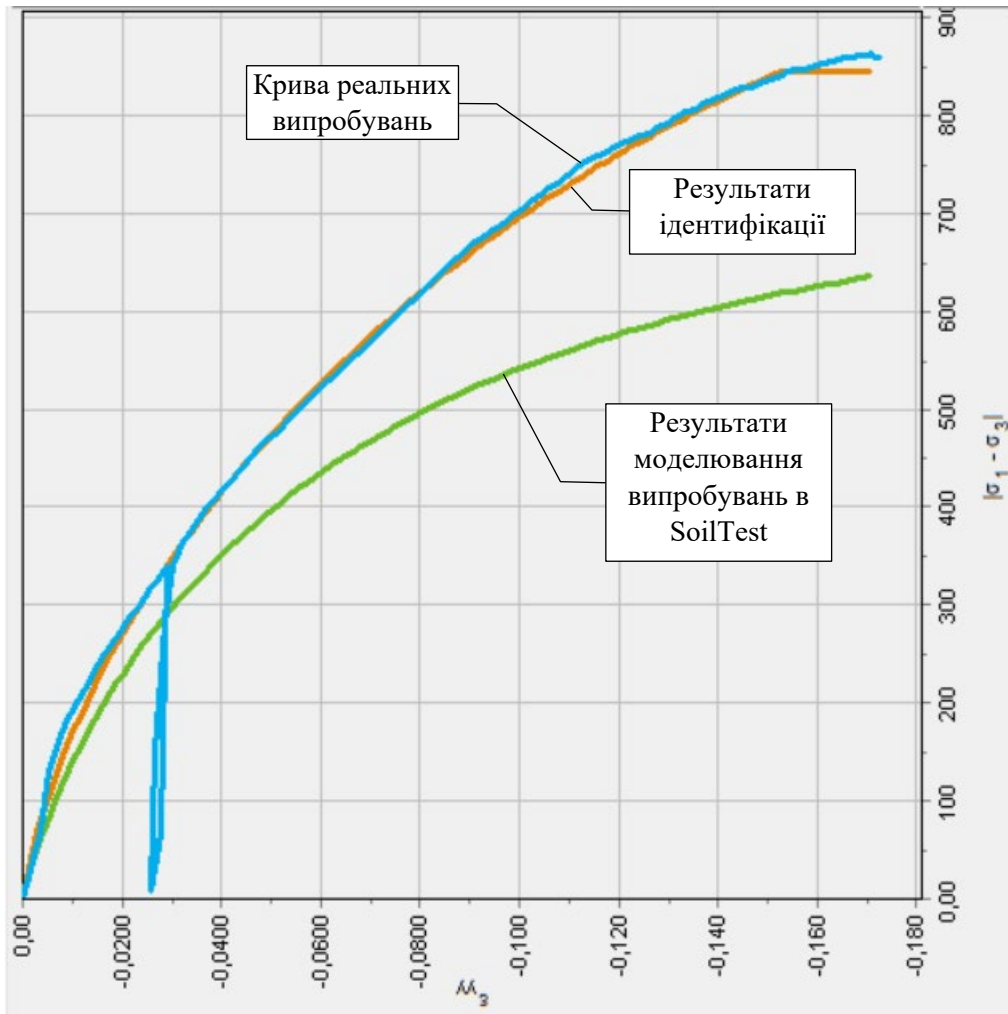


Рис. 9. Графік  $q$ - $\epsilon$  отриманий в результаті ідентифікації параметрів.  
 Fig. 9. The  $q$ - $\epsilon$  chart is obtained as a result of parameter identification

## ВИСНОВКИ

Представлено результати лабораторних випробувань зразків непорушеної структури глини напівтвердої «київський мергель» в приладі тривісного стиску та одометрі, які відібрані з глибини 50,5 м (абс. позначка 106,6 м) та 51,5 м (абс. позначка 105,6 м).

На основі лабораторних досліджень отримані фізичні і механічні характеристики ґрунту та відповідні залежності зміни деформаційних параметрів від рівня напружень, що представлені у вигляді графіків, по яким визначались наступні параметри моделі Hardening Soil:

$E_{50}^{ref}$  – січний модуль деформації при стандартному консолидовано-дренованому випробуванні ґрунту на тривісний стиск;

$E_{oed}^{ref}$  – дотичний модуль деформацій при первинному навантаженні в одометрі;  
 $E_{ur}^{ref}$  – модуль деформації ґрунту при розвантаженні/повторному навантаженні.

Приведено результати ідентифікації основних параметрів моделі Hardening Soil за допомогою віртуальної лабораторії SoilTest у ПК Plaxis, досягнуто відхилення результатів числового моделювання випробувань та даних фактичних лабораторних випробувань в межах 5%.

Встановлено, що найбільший вплив на збіжність результатів лабораторних випробувань та числового моделювання цих випробувань відіграють параметри моделі: коефіцієнт руйнування  $R_f$  та січний модуль жорсткості  $E_{50}^{ref}$ , їх чутливість у відсотках

відповідно складає 32% та 65,9%.

Уточненням міцнісних параметрів ґрунту значень ефективного питомого зчеплення  $c'$  та ефективного кута внутрішнього тертя  $\phi'$  при випробуваннях у віртуальній лабораторії досягнуто ефект руйнування зразка при числовому моделювання.

Важливим чинником отримання коректних результатів лабораторних випробування є якісний відбір, транспортування, підготовка до випробування зразків ґрунту непорушеної структури та їх реконсолідація таким чином, щоб напружений стан під час лабораторних випробувань максимально відповідав природному стану, якщо цього не досягнуто то можна очікувати суттєвих помилок при визначенні характеристик.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Schanz, T. The hardening soil model: Formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics* №1 – 1999 – p. 281-296.
2. Obrzud r., Truty a., The hardening soil model - a practical guidebook, Technical Report Z Soil, PC 100701, Zace Services, Ltd., 2020.
3. Plaxis CONNECTION Edition V22.01. Material Models Manual. (2022).

#### REFERENCES

1. Schanz T., Vermeer P.A., Bonier P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 1, 281-296.
2. OBRZUD R., TRUTY A., The hardening soil model - a practical guidebook, Technical Report Z Soil, PC 100701, Zace Services, Ltd., 2020.
3. Plaxis CONNECTION Edition V22.01. Material Models Manual. (2022).

#### Identification of calculated parameters of the Hardening Soil model based on laboratory soil tests

Viktor Nosenko  
Dmytro Nechyporenko  
Fadeev Oleksiy

**Summary.** The modern soil model Hardening Soil, which is used in many software complexes intended for solving geotechnical problems, is considered. The model makes it possible to take into account changes in deformation parameters of soils depending on the level of applied stresses and to describe the deformation processes of cohesive soils under complex loading/unloading trajectories.

The paper also presents tables and graphs obtained during laboratory studies of semi-hard clay "Kyiv marl" in a triaxial system and an oedometer. Based on these data, the soil strength parameters  $c'$  and  $\phi'$ , as well as the stiffens modules  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  were determined.

To correlate the results of numerical simulation with the real behavior of clay soil in the Plaxis software complex, using the SoilTest virtual laboratory, a test in a triaxial compression device was simulated and soil parameters were identified. This approach makes it possible to increase the accuracy and quality of calculation results.

During identification, the parameters that most affect it were analyzed, which made it possible to better understand which parameters and in which ranges to vary in order to achieve the desired result.

It was determined that the most sensitive parameters are the section modulus of rigidity and the coefficient of destruction  $R_f$ . Their percentage sensitivity is 65.9% and 32%, respectively.

By varying the  $c'$  and  $\phi'$  characteristics during the tests in the virtual laboratory, the destruction of the sample was simulated in accordance with real soil studies. Therefore, it is very important to correctly determine these parameters, because this can lead to an underestimation or, on the contrary, an overestimation of the strength of the soil base.

**Keywords.** Hardening Soil model, modulus of deformation, model parameters, laboratory tests, triaxial system, oedometer, parameter identification

## Оцінка причин втрати стійкості схилу та вибір варіантів його стабілізації з використанням варіантів підпірних стін різної жорсткості

Віктор Носенко<sup>1</sup>, Артур Маламан<sup>2</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup>v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846  
<sup>2</sup>armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.75-88

**Анотація.** Представлено оцінку причин втрати стійкості зсувного схилу та прояву значних переміщень існуючих підпірних стін, а також виконано підбір заходів для стабілізації схилу шляхом влаштування одного з варіантів підпірних стін різної жорсткості.

Для оцінки стійкості схилу та підбору ефективних параметрів підпірних стін було виконано числове моделювання напружено-деформованого стану (НДС) елементів «грунтовий масив схилу – підпірні стіни». Моделювання виконувалося методом скінчених елементів за допомогою програмного комплексу «Plaxis» у нелінійній постановці з урахуванням змін параметрів конструкцій та ґрунтів на різних етапах моделювання.

Було проведено оцінку реальних переміщень підпірних стін та причин втрати стійкості схилу на початковому етапі за використанням геодезичного моніторингу.

Для моделювання розрахункової схеми було обрано характерний інженерно-геологічний переріз в зоні найбільших деформацій існуючих протизсувних споруд.

Числові розрахунки підпірних стін, які виконувалися з використанням методу скінчених елементів передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану. Моделювання виконувалось в декілька етапів:

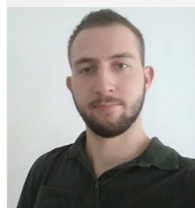
1) Формування напружено-деформованого стану ґрунту у сучасному природному стані;

2) Оцінка стійкості схилу до початку будівництва, при наявності старої масивної підпірної стіни виконаної з блоків вапняку.

3) Оцінка стійкості схилу у варіанті первинного проектного рішення із підпірною стіною із коротких буронабавних паль діаметром



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



**Артур Маламан**  
аспірант кафедри  
геотехніки.

820 мм та із урахуванням розробки котловану до проектної позначки.

4) Моделювання напружено-деформованого стану елементів «грунтовий масив схилу – підпірні стіни» із різними варіантами нової підпірної стіни з метою вибору ефективного варіанту, що забезпечить можливість розробки котловану до проектних позначок та стабілізації схилу.

За результатами числового моделювання варіантів стабілізації схилу підпірними стінами різної конструкції та жорсткості було визначено витрати матеріалів для кожного з варіантів та обрано найбільш ефективний варіант.

Дослідження показали, що залежно від зміни просторової жорсткості підпірних стін шляхом введення додаткових елементів (контрфорсів, розпірок) можна отримати оптимальне рішення і в подальшому ефективно запроектувати комплекс протизсувних споруд.

**Ключові слова:** підпірні стіни, числове моделювання, стійкість схилу, геодезичний моніторинг.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Будівництво на зсувонебезпечних територіях завжди має складності як і в технологічному плані так і в плані проектування. Необхідність адекватно оцінити стійкість схилу та в подальшому запроєктувати ефективні протизсувні споруди робить таку задачу доволі складною та відповідальною. Використовуючи сучасні комп'ютерні технології та методи розрахунку маємо можливість не тільки оцінити стійкість схилу та напружено-деформований стан існуючих протизсувних споруд, а і виконати аналіз існуючих проектних рішень та розробити нові протизсувні споруди.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питання причин втрати стійкості схилів в районах північного Причорномор'я розглянуті у працях А.М Дранникова., Є.А. Черкеза [5], Т.В. Козлової [3], та інших.

В роботах Л.О. Бондаревої [1] та В.В. Ручківського [4] показано вплив конструкції гнучких підірних стін та на їх напружено-деформований стан. Взаємодію підірних стін з ґрунтовим середовищем висвітлено в роботі М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винникова, М.О. Харченко [2].

Питання використання нелінійних моделей ґрунтового середовища висвітлені у праці Кондера [6]. Формулювання моделі деформування ґрунтового середовища Hardening soil model (HSM), де враховано зміну модуля деформації ґрунту в залежності від рівня напружень, представлено у праці Т. Шанза [7].

## МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є оцінка причин втрати стійкості схилу та вибір оптимального варіанту протизсувних заходів для забезпечення його стійкості.

## ЗАДАЧІ

1) Аналіз інженерно-геологічних умов та даних геодезичного моніторингу за

горизонтальними переміщеннями підірних стін розміщених на схилі та оцінка причин втрати стійкості схилу.

2) Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив схилу – підірні стіни» в 3х варіантах влаштування протизсувних конструкцій різної жорсткості та вибір ефективного варіанту для забезпечення стійкості.

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підірні стіни» методом скінченних елементів виконано за допомогою програмного комплексу «Plaxis» з врахуванням нелінійного характеру деформування ґрунтів та використанням критерія Кулона-Мора для опису межі міцності ґрунтів.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Територія забудови відноситься до частини схилу в районі північного Причорномор'я. Ділянка майданчику має значний перепад рельєфу до 25м.

В геоморфологічному відношенні ділянка досліджень розташована на абразійно-зсувному береговому схилі Чорного моря, інтенсивне освоєння якого було розпочато в першій половині XIX століття. В процесі освоєння території на схилі були виконані протизсувні заходи, що включали будівництво портових споруд, створення насипу в підніжжі схилу, планувальні роботи і будівництво підірних стінок і на деяких ділянках локальних дренажних споруд.

Рельєф схилу, на ділянці досліджень, був змінений в результаті планувальних робіт, які полягали в підсипанні ґрунтів. На ділянці можна виділити три штучно сплановані тераси. Абсолютні відмітки верхньої тераси складають 12,01 – 15,18м, абсолютні відмітки середньої тераси 8,60 – 9,60м і нижньої 3,15 – 5,00м.

Геологічний переріз наведено на рис. 1, а фізико-механічні параметри ґрунтів представлені у таблиці 1.

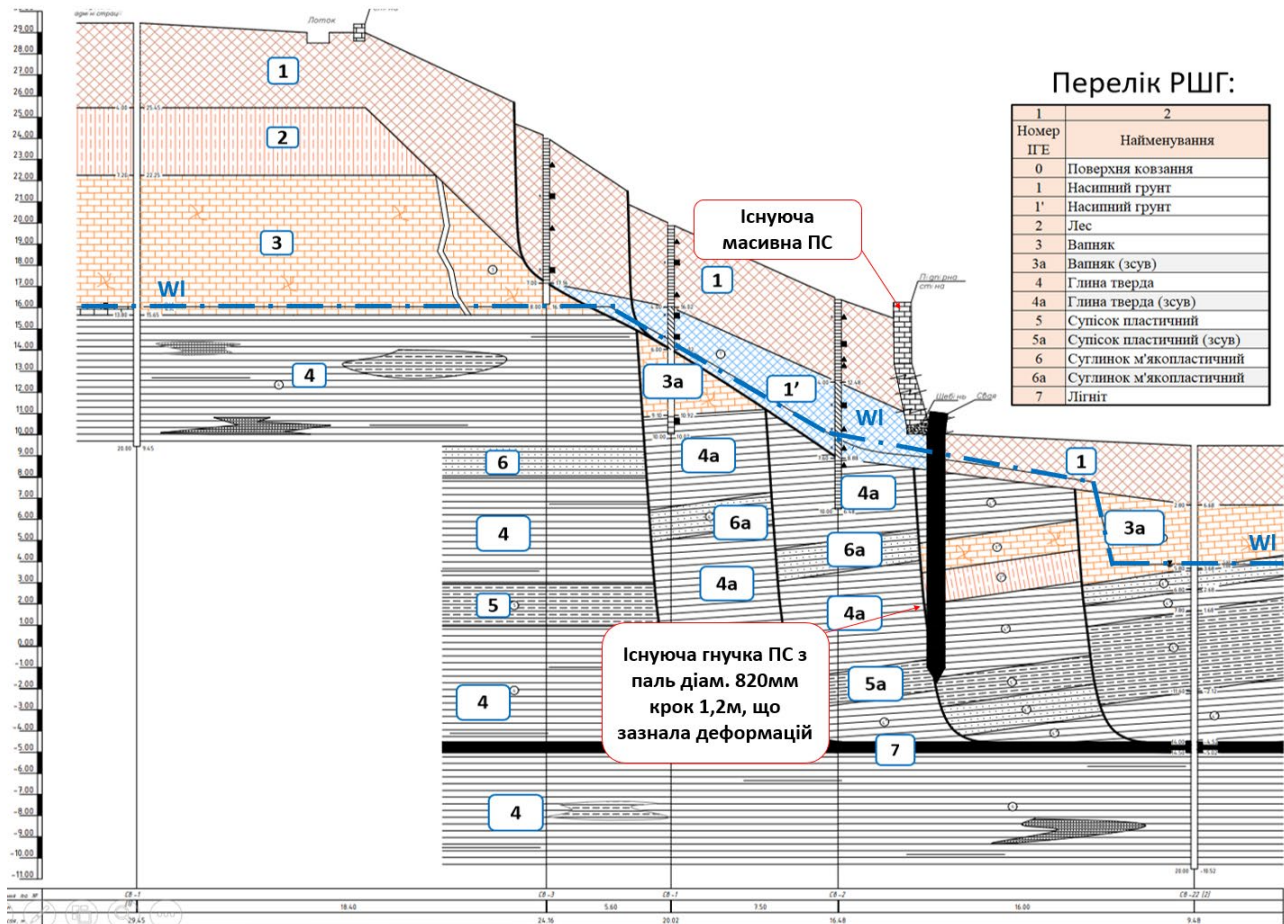


Рис.1. Інженерно-геологічний переріз ділянки дослідження.  
Fig.1. Engineering-geological section of the research area.

В геологічній будові корінного плато беруть участь четвертинні елювіально-делювіальні, еолові, (ed, vd, ePI-III) суглинки. Нижче по розрізу залягають відклади понтичних глини і вапняків. Підстеляють ці відкладення меотичні глини с прошарками суглинків та супісків (N1m). З поверхні ці відкладення перекрыті сучасним (tH) насипним шаром.

Характерна для зсувних схилів неоднорідність геологічної будови і літологічного складу проявляється не тільки в напрямку від бровки плато до основи схилу, але і вздовж схилу.

Найбільш значну неоднорідність у властивостях основного деформованого горизонту - меотичних відкладень - вносять прошарки лігнітизованих глин, супісків і водонасичених дрібнозернистих пісків (так званий «слабкий шар»). До цих прошарків найчастіше приурочена зона формування поверхні зсувного зміщення, яка в межах ділянки

досліджень сформована на абсолютних відмітках  $\sim (-4,0) - (-5,0)$ м.

У процесі досліджень було виявлено такі прошарки, - представлені водонасиченими супісками пластичної і текучої консистенції потужністю 1 - 4м, зустрінуті в діапазонах глибин з абсолютними відмітками від +5 до (-9)м.

Зустрінуті свердловинами в самій нижній частині схилу незначні за потужністю блоки і фрагменти вапняку вказують на те, що обвальнo-зсувні процеси тут носили циклічний характер, і формування зсувів обумовлено незмінною протягом кількох сотень років групою факторів.

Більшість факторів, що призводять до появи зсувних процесів взаємопов'язані між собою, до таких факторів відносяться: високий рівень ґрунтових вод, періодичне промочування і висихання ґрунтів, наявність лесовидних порід у верхів'ях схилів, наявність сейсмічних процесів у даному регіоні,

група техногенних факторів (освоєння території, вирубка дерев, тощо).

В історичній перспективі спочатку була побудована лише одна невелика підпірна стінка, що служить основою для парапету. У зв'язку з тим, що обвальні-зсувні процеси тривали, була також побудована нижня підпірна стінка і виконана засипка ґрунтом і будівельним сміттям простору між нижньою підпірною стінкою і крайньої алеєю, проведені планувальні роботи.

Зсувний схил складений тими ж ґрунтами зсувного генезису, перекритими сучасними насипними, делювіально-зсувними (tH, dl, dpH) ґрунтами. Порядок залягання порід в зсувних блоках майже такий же, як і в корінному масиві, але у напрямку до моря цей порядок порушується. У рельєфі підошви насипних ґрунтів відсутні значні перепади абсолютних відміток. Ці дані вказують на те, що рельєф цієї ділянки схилу до виконання планувальних робіт в середині 19 століття мав зсувну природу.

В попередньому проектному рішенні для забезпечення стійкості схилу та укосів котловану, глибиною 6м, а також для запобігання деформацій існуючої масивної підпірної стіни було додатково запроектовано нову підпірну стіну з буронабивних паль діаметром 820 мм, кроком 1,2, та довжиною 11 м. При розробці котловану до проектною відмітки відбувся зсув ґрунтових мас схилу, та відповідно деформації протизсувних споруд.

Для забезпечення стійкості схилу та огороження котловану і зменшення деформацій існуючих протизсувних споруд в межах геологічного виконанні розрахунки на міцність та стійкість для наступних варіантів конструктивних рішень:

1) Нова підпірна стіна влаштується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 2 ряди, відстань між рядами паль 1,0м.

2) Нова підпірна стіна влаштується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 1 ряд, посилені контрфорсними палями діам 1020мм з кроком 6,6м. Контрфорсні палі можуть бути видалені з конструкції підпірної стіни після

влаштування плити перекриття в зоні відмітки +8,7.

3) Нова підпірна стіна влаштується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 1 ряд, посилені розпірками (труба 820x12мм) з кроком 4м. Розпірки можуть бути видалені з конструкції підпірної стіни після влаштування плити перекриття в зоні відмітки +8,7. Детально конфігурацію нової підпірної стіни для всіх 3-х варіантів показано на рис. 2.

Варіанти 2 та 3 пораховані з можливістю передачі зусиль на проектуемі секції будівлі, контрфорси та розпірки прийняті в розрахунок до моменту передачі навантаження на конструкції будівлі і подальший їх демонтаж.

Нова підпірна стіна влаштується з позн. 8,70. Довжина паль підпірної стіни складає 23м.

У зв'язку з високим рівнем ґрунтових вод за підпірною стіною (абс. відм 5,5м), які знаходяться вище рівня розробки ґрунту дна котловану (абс. відм 2,7м) в цій зоні для забезпечення тимчасового зупинення фільтрації ґрунтової води у котлован та запобігання суфозійного виносу ґрунту із-за підпірної стіни для кожного із варіантів підпірних стін передбачено влаштування протифільтраційного екрану із цементних паль, що виконуються по технології jet-grouting між існуючими палями та палями нової підпірної стіни. Довжина jet-grouting паль орієнтовно 7,00м з відмітки +8,00 до відмітки орієнтовно +1,0. Після влаштування дренажу з боку секції 1.1 передбачено пробурювання jet-grouting паль для пропуску ґрунтової води у дренажну систему комплексу і тим самим не накопичення її за підпірною стіною.

Для підвищення стійкості та зменшення додаткових деформацій старої підпірної стіни, що виконана з вапнякових блоків, влаштується підсилення стіни залізобетонної стінкою товщиною 300мм по всій грані існуючої стіни, також додатково влаштовуються монолітні залізобетонні контрфорси товщиною 300 мм, з кроком 3м.

Навантаження від існуючих будівель на схил прийнято до розрахунку і становить 30 кПа. (3 т/м<sup>2</sup>) по всій площі будівлі.

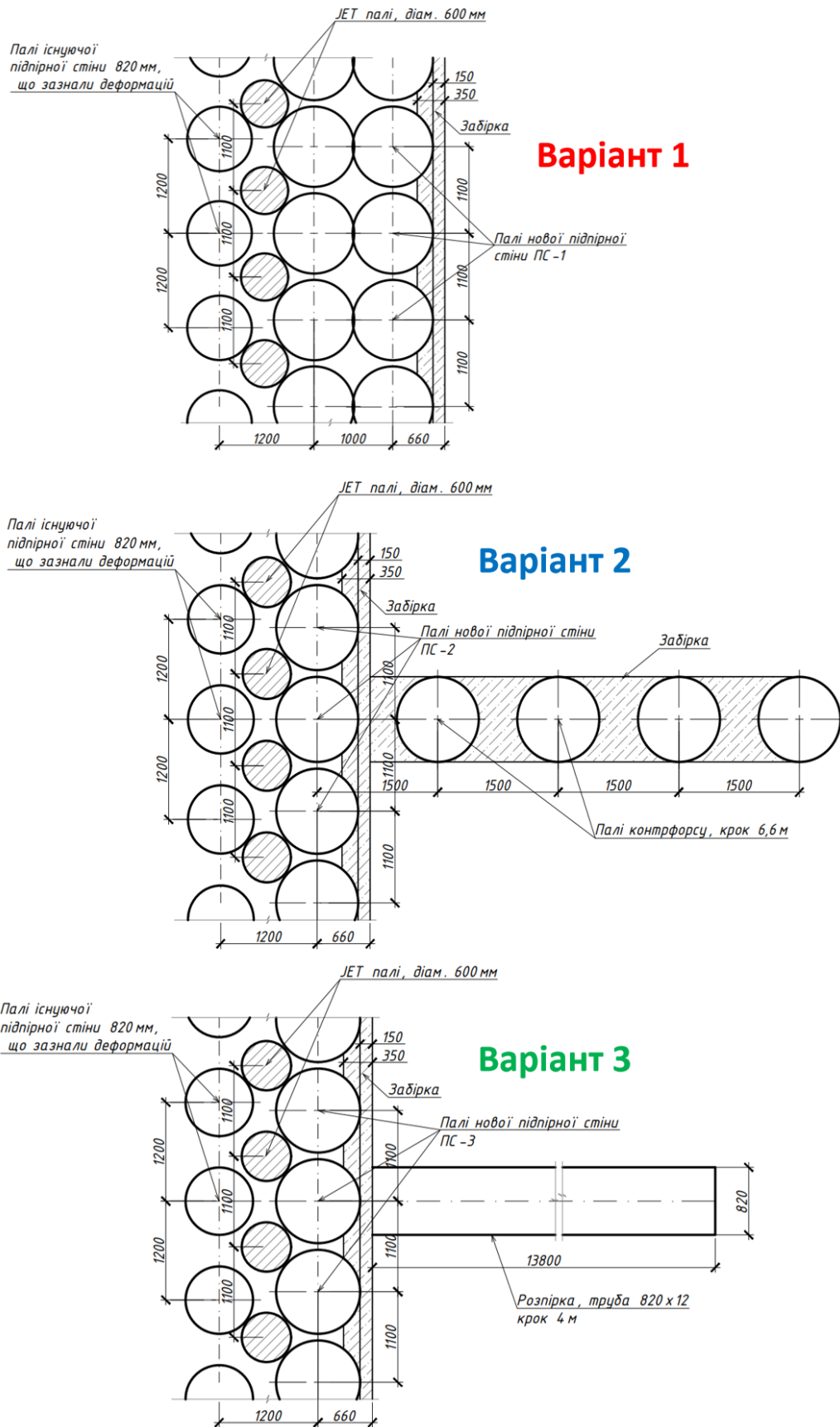


Рис.2. Схема розташування елементів нової підпірної стіни для кожного з варіантів.  
Fig.2. Scheme of the location of the elements of the new retaining wall for each of the options.

## ГЕОДЕЗИЧНИЙ МОНІТОРИНГ ЗА ПІДПІРНОЮ СТІНОЮ

Геодезичний моніторинг дає можливість оцінити динаміку переміщень існуючих протизсувних споруд в часі щоб в подальшому більш ефективно виконувати розрахунки та забезпечувати збіжність даних числового моделювання та фактичних спостережень.

При застосуванні первинного проектного рішення підпірної стіни після розробки котловану на проектну позначку було помічено значні горизонтальні переміщення верху підпірної стіни при чому геодезичний

моніторинг проводився протягом одного тижня. На прикладі переміщення паль підпірної стіни в точці №5 можна побачити, що одразу на наступний день після розробки котловану до проектної відмітки почались зсувні процеси і переміщення даної точки склало 574 мм, що свідчить про втрату стійкості схилу при використанні коротких буронабивних паль. Зсувні процеси були стабілізовані шляхом привантаження схилу ґрунтом в нижні його частині, проте деформації продовжували зростати ще протягом 9 днів. Максимальні переміщення підпірної стіни склали 850 мм.

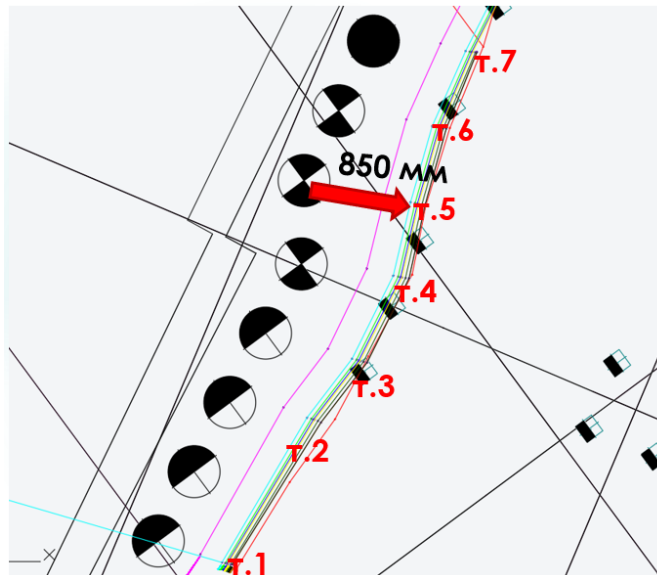


Рис.3. Фрагмент плану існуючої підпірної стіни з моніторинговими точками.  
Fig.3. Fragment of the plan of the existing retaining wall with monitoring points.

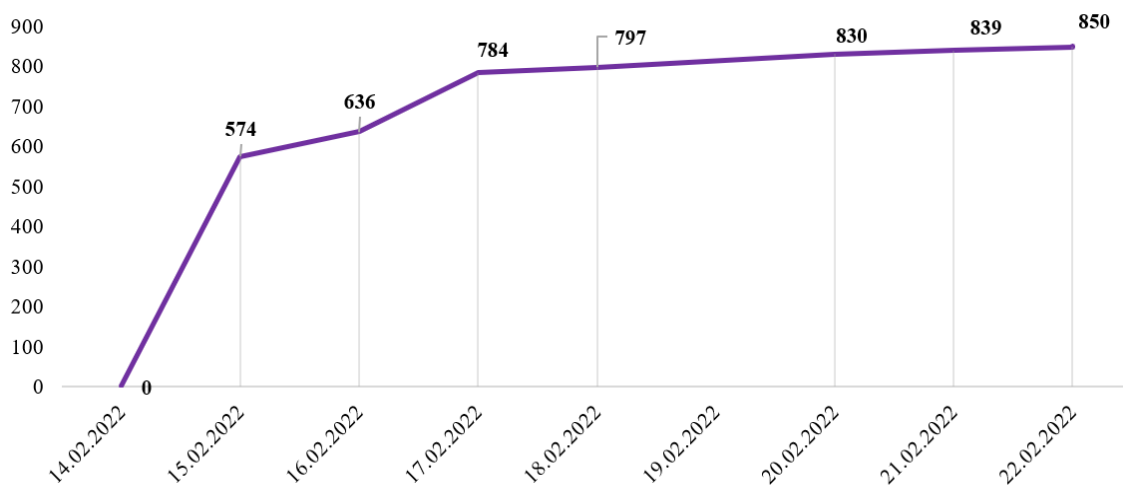


Рис.4. Результати геодезичного моніторингу для точки №5.  
Fig.4. Geodetic monitoring results for point №5.

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «ГРУНТОВИЙ МАСИВ СХИЛУ – ПІДПІРНІ СТІНИ»

Для оцінки стійкості схилу та впливу просторової жорсткості утримуючих конструкцій та додаткових конструктивних елементів (контрфорсів, розпірок), при влаштуванні нової підпірної стіни для забезпечення стійкості схилу при розробці глибокого котловану.

Для розрахунку прийнята модель нелінійного деформування ґрунтів Hardening soil model (HSM).

Оцінка стійкості схилу у ПК «Plaxis» визначається шляхом обчислення «коефіцієнта безпеки» при активізації можливих зсувних процесів на схилі. Термін “коефіцієнт безпеки” використано через те, що на основі

числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив схилу – підпирні стіни» з використанням моделі нелінійно-деформованого ґрунту отримано не співвідношення утримуючих сил до зсувних, а напруження і деформації у всіх елементах (ґрунтах, протизсувних спорудах) і для імітації можливих зсувів програмно знижуються параметри міцності ґрунтів.

Розрахунок стійкості методом зниження міцності SRM базується на умові міцності Кулона-Мора, яку можна представити наступним виразом:

$$K_{ст} = \frac{\tau_{гран}}{\tau_{діюче}} = \frac{\sigma_n \cdot tg\varphi + c}{\tau} \quad (1)$$

Розрахункові параметри ґрунтів наведені у таблиці 1.

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.  
Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПГЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів			
		Питома вага ґрунту	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації
		кН/м <sup>3</sup>	кПа	град	МПа
1	Насипний ґрунт	18,50	18	13	8
1'	Насипний ґрунт	19,00	12	13	8
2	Лес	16,70	16	22	8
3	Вапняк	16,50	10	31	40
3а	Вапняк (зсув)	15,80	10	28	30
4	Глина тверда	19,30	60	21	21
4а	Глина тверда (зсув)	19,30	14	11	15
5	Супісок пластичний	19,00	15	19	13
5а	Супісок пластичний (зсув)	19,30	5	16	13
6	Суглинок м'якопластичний	19,10	22	16	12
6а	Суглинок м'якопластичний (зсув)	18,90	9	11	12
7	Лігніт	18,50	7	9	16

Результати оцінки стійкості схилу на етапі до початку будівництва показані на рис. 4. Коефіцієнт безпеки на даному етапі становить  $M_{sf1}=1,12 < 1,30$ , отже стійкість схилу не забезпечена.

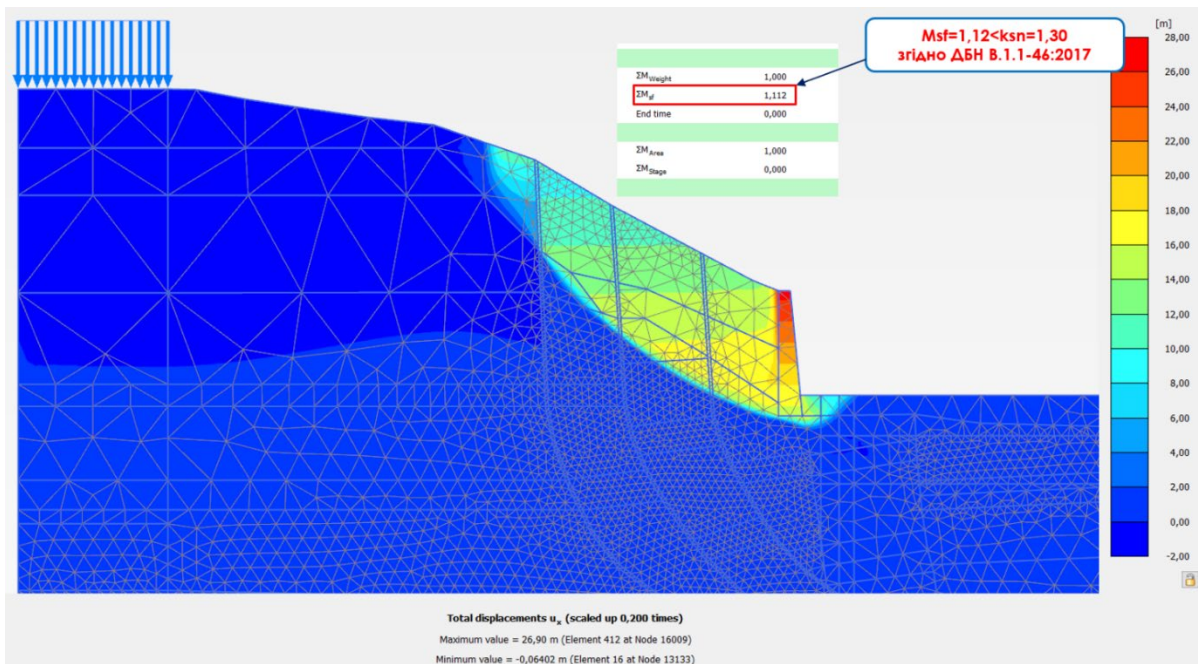


Рис.5. Оцінка стійкості схилу до початку будівництва.  
 Fig.5. Assessment of slope stability before the start of construction.

На етапі влаштування підпірної стіни діам. 820 мм, було проведено перевірку проектного рішення, переміщення підпірної стіни склали 1200 мм, що менше за фактичне значення 850 мм, дані результати показані на рис 5.

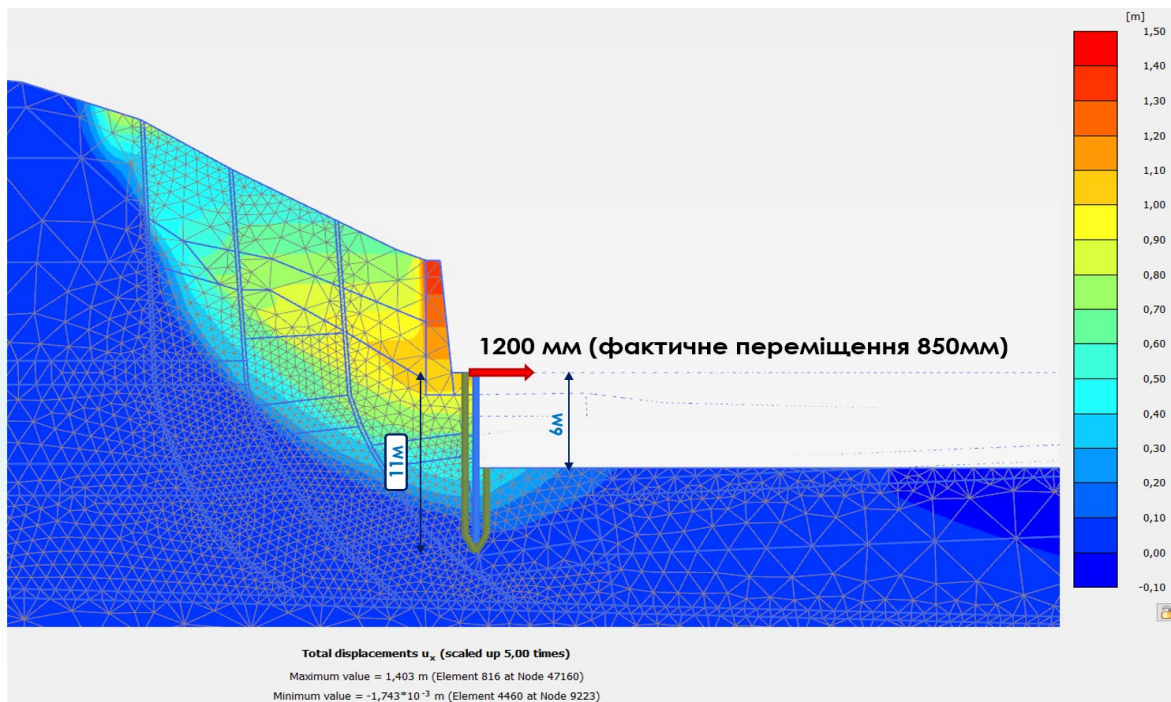


Рис.6. Перевірка існуючого проектного рішення.  
 Fig.6. Verification of the existing design solution.

*Розрахунок 1 варіанту влаштування нової підпірної стіни:*

Результати розрахунку 1 варіанту нової підпірної стіни показані на рис. 8. Переміщення підпірної стіни склали 557 мм, коефіцієнт безпеки  $M_{sf2}=1,18 < 1,30$ , стійкість схилу не забезпечена.

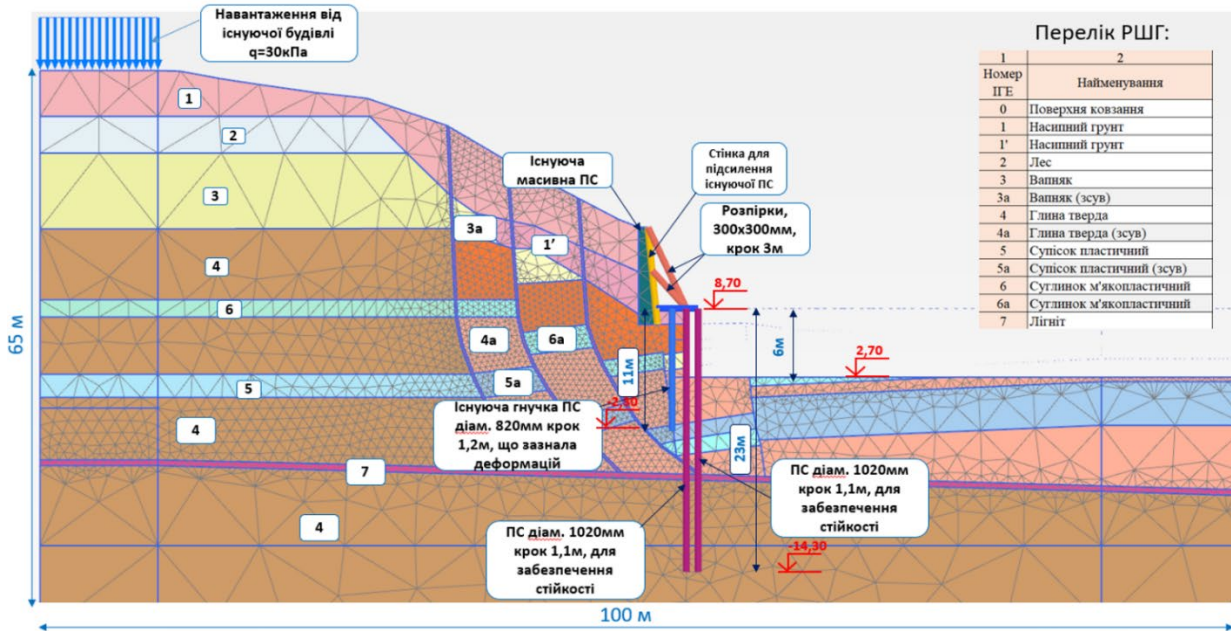


Рис.7. Розрахункова схема 1 варіанту влаштування нової підпірної стіни в програмному комплексі Plaxis 2D.

Fig.7. Calculation scheme of option 1 of the installation of a new retaining wall in the Plaxis 2D software complex.

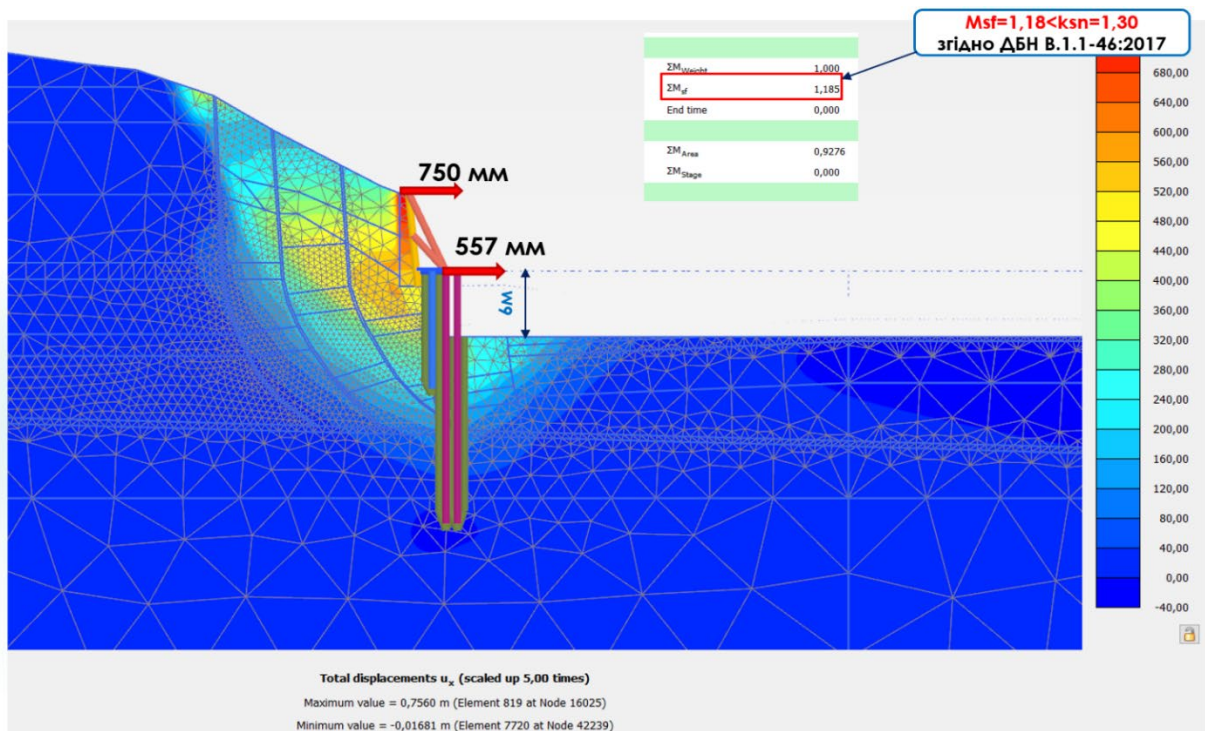


Рис.8. Коефіцієнт стійкості схилу та ізополя горизонтальних переміщень нової підпірної стіни на етапі будівництва для 1 варіанту влаштування нової підпірної стіни.

Fig.8. The coefficient of slope stability of the and horizontal movements of the new retaining wall at the construction stage for 1 variant of the arrangement of the new retaining wall.

*Розрахунок 2 варіанту влаштування нової підпірної стіни:*

Результати розрахунку 2 варіанту нової підпірної стіни показані на рис. 10. Переміщення підпірної стіни склали 202 мм, коефіцієнт безпеки  $M_{sf2}=1,40 > 1,30$ , стійкість схилу забезпечена.

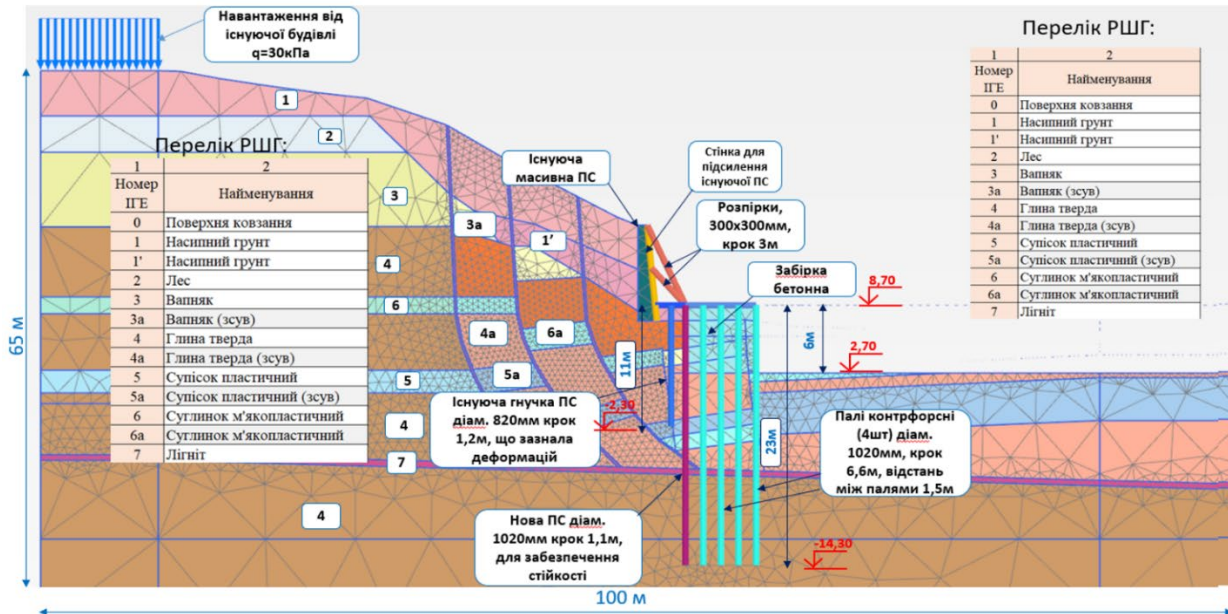


Рис.9. Розрахункова схема 2 варіанту влаштування нової підпірної стіни в програмному комплексі Plaxis 2D.

Fig.9. Calculation scheme of option 2 of the installation of a new retaining wall in the Plaxis 2D software complex.

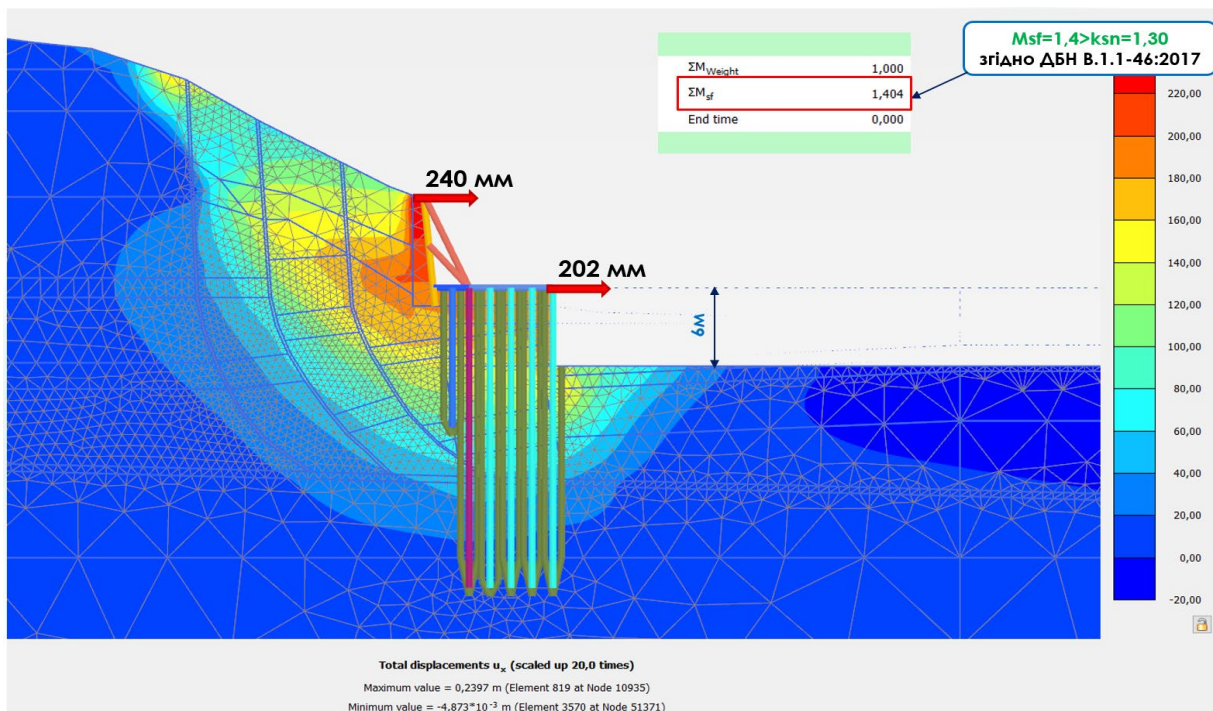


Рис.10. Коефіцієнт стійкості схилу та ізополя горизонтальних переміщень нової підпірної стіни на етапі будівництва для 2 варіанту влаштування нової підпірної стіни.

Fig.10. The coefficient of slope stability of the and horizontal movements of the new retaining wall at the construction stage for 2 variant of the arrangement of the new retaining wall.

*Розрахунок 3 варіанту влаштування нової підпірної стіни:*

Результати розрахунку 3 варіанту нової підпірної стіни показані на рис. 12. Переміщення підпірної стіни склали 35 мм, коефіцієнт безпеки  $M_{sf2}=2,20 > 1,30$ , стійкість схилу забезпечена.

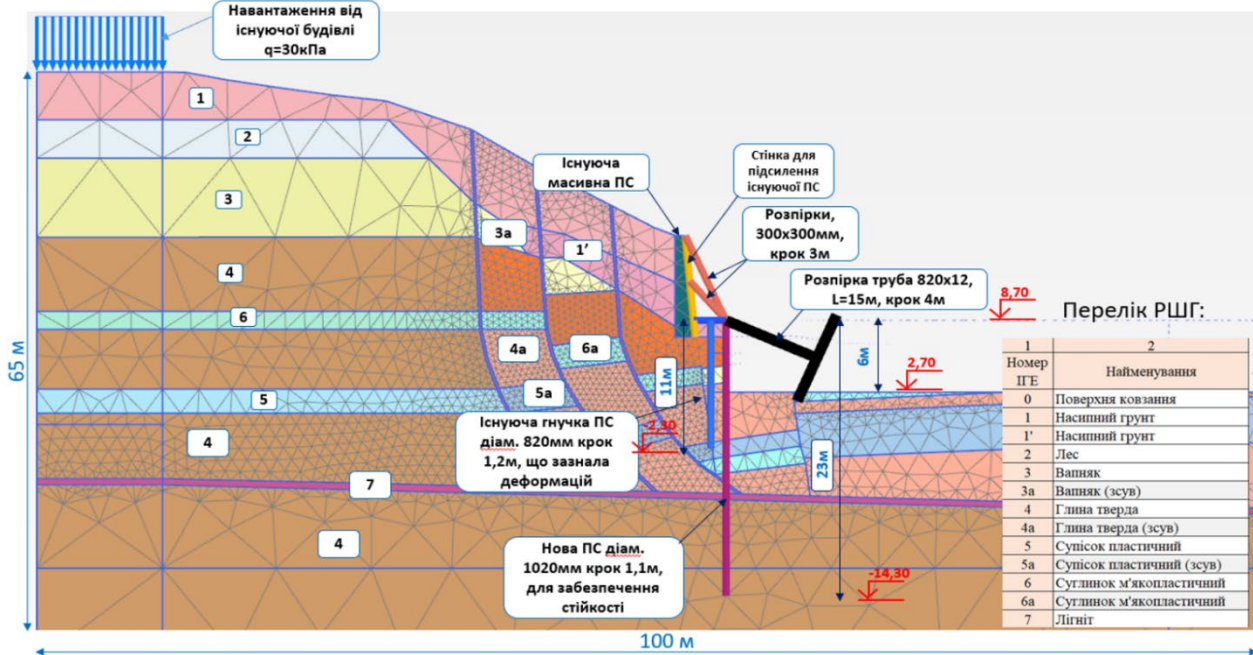


Рис.11. Розрахункова схема 3 варіанту влаштування нової підпірної стіни в програмному комплексі Plaxis 2D.

Fig.11. Calculation scheme of option 3 of the installation of a new retaining wall in the Plaxis 2D software complex.

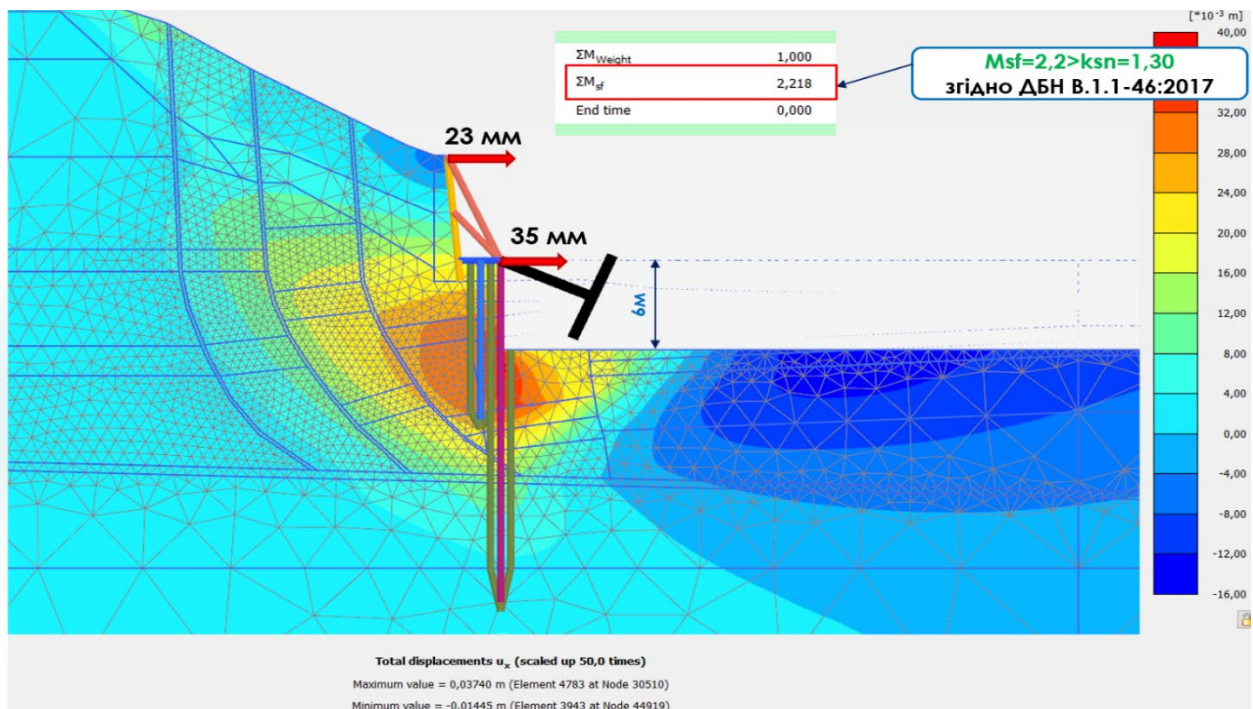


Рис.12. Коефіцієнт стійкості схилу та ізополя горизонтальних переміщень нової підпірної стіни на етапі будівництва для 3 варіанту влаштування нової підпірної стіни.

Fig.12. The coefficient of slope stability of the and horizontal movements of the new retaining wall at the construction stage for 3 variant of the arrangement of the new retaining wall.

## ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

За результатами числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтовий масив схилу – підпірні стіни» з використанням виконано порівняння отриманих значень переміщень підпірних стін, та згинальних моментів в підпірних стінах для кожного з відповідних варіантів.

Згинальні моменти отримані за розрахунком трьох варіантів є в 1,74-1,95 разів

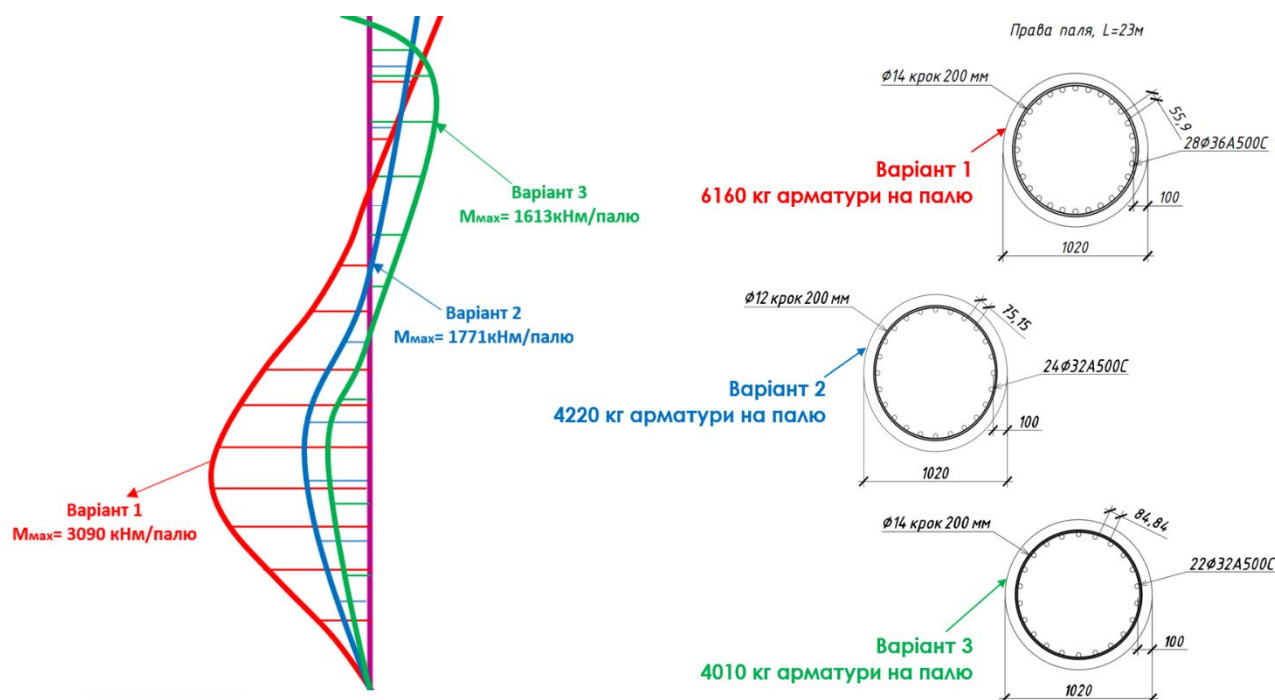


Рис.13. Порівняння значень згинальних моментів та армування для кожного з варіантів.  
Fig.13. Comparison of values of bending moments and reinforcement for each of the options.

Табл. 2. Значення горизонтальних переміщень підпірної стіни.  
Table 2. Value of horizontal displacements of retaining wall.

Варіанти влаштування підпірної стіни	Горизонтальні переміщення
Варіант 1: Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 2 ряди, відстань між рядами паль 1,0м.	557 мм
Варіант 2: Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 1 ряд, посилена контрфорсними палями діам 1020мм з кроком 6,6м. Контрфорсні палі можуть бути видалені з конструкції підпірної стіни після влаштування плити перекриття в зоні відмітки +8,7.	202 мм
Варіант 3: Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 1 ряд, посилена розпірками (труба 820x12мм) з кроком 4м. Розпірки можуть бути видалені з конструкції підпірної стіни після влаштування плити перекриття в зоні відмітки +8,7.	35 мм

## ВИСНОВКИ

Показано, що залежно від зміни простої жорсткості підпирних стін шляхом введення додаткових елементів (контрфорсів, розпірок) можна отримати оптимальне рішення і в подальшому ефективно запроектувати комплекс протизсувних споруд.

Продемонстровано, що використання числового моделювання НДС елементів в системі «грунтовий масив схилу - підпирні стіни» дає можливість максимально коректно оцінити НДС конструкцій підпирних стін при зміні їх просторової жорсткості.

Аналізуючи результати розрахунків, можна стверджувати, що переміщення проти-зсувних споруд при влаштування нової підпирної стіни з введенням додаткових елементів для підвищення жорсткості значно менші в порівнянні з виконанням нової підпирної стіни з паль у 2 ряди. Аналогічним чином введення додаткових елементів впливає на перерозподіл згинальних моментів у підпирній стіні.

За результатами розрахунків було визначено витрати матеріалів. Відповідно для підпирної стіни виконаної за 1 варіантом конструювання витрати бетону становлять 1051,9 м<sup>3</sup>, витрати арматури – 317 т, при кількості паль 56 шт. Для 2 варіанту витрати матеріалів при кількості паль 43 шт. становлять: 901,8 м<sup>3</sup> бетону та 202,8 т арматури. Для 3 варіанту витрати матеріалів при кількості паль 28 шт. становлять: 525,96 м<sup>3</sup> бетону та 112,34 т арматури і 29,04 т прокату труби. Згідно з даних результатів найбільш ефективним та економічно доцільним є 3 варіант влаштування нової підпирної стіни.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Бондарева Л.О. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпирних стін складних конфігурацій / Л.О.Бондарева, В.С.Носенко, А.Р.Маламан // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 45. – С.9-21. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
2. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-деформованого стану зсувного схилу. / М.Л.Зоценко, Ю.Л.Винников, М.О.Харченко,

В.І.Марченко, А.М.Виноградова, В.О.Костенко, В.А.Титаренко // *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ, – 2013. – Вип. 3(38). Том 1. – С.160-196.

3. Козлова Т.В. Виявлення хвильових деформційних процесів зсувних схилів північно-західного Причорномор'я за даними інструментальних спостережень / Т.В.Козлова, Є.А.Черкез // *«Вісник Одеського національного університету. Сер.: Географічні і геологічні науки»*. – Одеса: Одеський національний університет імені І. І. Мечникова. – 2021. – Вип. 2 (39). Том 26. – С.149-164. DOI: 10.18524/2303-9914.2021.2(39).247157
4. Ручківський В.В. Напружено-деформований стан підпирних стін в залежності від їх конструкцій / В.В.Ручківський // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С.76-82. DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82
5. Черкез Є.А. Оцінка ролі факторів формування та розвитку зсувів одеського узбережжя / Є.А.Черкез, Д.В.Мелконян // *«Вісник Одеського національного університету. Географічні і геологічні науки»*. – Одеса: Одеський національний університет імені І. І. Мечникова. – 2009. – Вип. 16. Том 14. – С.268-279.
6. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. USA. – 1963. – 89. P.115-144.
7. Schanz T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. / Т.Schanz, Р.А.Vermeer // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam. – 1999. – 1. P.281-290.

## REFERENCES

1. Bondareva L.O., Nosenko V.S., Malaman A.R. (2022). Vykorystannia 2D ta 3D modeliuвання dlia otsinky napruzhenno-deformovanoho stanu pidpirnykh stin skladnykh konfigurationsii. [Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 45, 9-21 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
2. Zotsenko M.L., Vinnikov Yu.L., Harchenko M.O., Marchenko V.I., Vinogradova A.M., Kostenko V.O., Titarenko V.A. (2013). Modelyuvannya napruzhenno-deformovanoho

- stanu zsuvnogo shilu. [Simulation of the stressed-deformed state of soil massif of landslide slope]. *Zbirnik naukovih prats (galuzeve mashinobu-duvannya, budivnitstvo)*. Poltava: PolNTU, 3(38), 160-169 (in Ukrainian).
3. Kozlova T.V., Cherkez Y.A. (2021). Vyiavlennia khvylovykh deforma-tsiinykh protsesiv zsu-vnykh skhyliv pivnichno-zakhidnoho Prychor-nomoria za danymy instrume-ntalnykh spostere-zhen. [Identification of wave deformation pro-cesses of the landslide slopes of the northwestern Black Sea coast based on the data of instrumen-tal observations]. «*Visnyk Odeskoho natsional-noho universytetu. Ser.: Heohrafichni i heolo-hichni nauky*». Odesa: Odeskyi natsionalnyi uni-versytet imeni I. I. Mechnykova. 2 (39), Vol. 26, 149-164 (in Ukrainian). DOI: 10.18524/2303–9914.2021.2(39).247157
  4. Ruchkivskyi V.V. (2020). Napruzhenno-deformo-vanyi stan pidpirnykh stin v zalezhnosti vid yikh konstruktzii. [Stress-strain state of retaining walls depending on them construction]. *Nau-kovo-tehnicnyi zbirnik «Osnovi i fundamenti*». Kyiv: KNUBA, 40, 76-82 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82
  5. Cherkez Ye.A., Melkonian D.V. (2009). Otsinka roli faktoriv formuvannia ta rozvytku zsuviv odeskoho uzberezhzhia. [Valuation of formation and development factors of the odessa coast landslide]. «*Visnyk Odeskoho natsionalnoho universytetu. Heohrafichni i heolohichni nauky*». Odesa: Odeskyi natsionalnyi univer-sytet imeni I. I. Mechnykova. 2 16, Vol. 14, 268-279 (in Ukrainian).
  6. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 89, 115–144.
  7. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam, 1, 281–290.

**Assessment of the reasons for the loss of stability of the retaining wall and the choice of slope stabilization options, taking into account the use of retaining walls of different rigidity**

Viktor Nosenko,  
Artur Malaman

**Summary.** An assessment of the reasons for the loss of stability of the sliding slope and the manifestation of significant movements of the existing

retaining walls is presented, as well as the selection of measures to stabilize the slope by installing one of the variants of retaining walls of different rigidity is performed.

To assess the stability of the slope and select the effective parameters of the retaining walls, a numerical simulation of the stress-strain state (SSS) of the elements "soil massif of the slope - retaining walls" was performed. Modeling was carried out by the method of finite elements using the "Plaxis" software complex in a non-linear setting, taking into account changes in the parameters of structures and soils at different stages of modeling.

An assessment of the real movements of the retaining walls and the reasons for the loss of slope stability at the initial stage was carried out using geodetic monitoring.

A characteristic engineering-geological section in the zone of the greatest deformations of the existing anti-slide structures was chosen for modeling the calculation scheme.

Numerical calculations of the retaining walls, which were carried out using the finite element method, involve taking into account the technological sequence of the construction of the retaining walls and modeling the step-by-step development of the pit. Modeling was performed in several stages:

- 1) Formation of soil SSS in the current natural state;
- 2) Assessment of the stability of the slope before the start of construction, in the presence of an old massive retaining wall made of limestone blocks.
- 3) Assessment of the stability of the slope in the version of the original design solution with a retaining wall made of short bored piles with a diameter of 820 mm and taking into account the development of the pit to the design mark.
- 4) Modeling of SSS elements "soil array of the slope - retaining walls" with different options of the new retaining wall in order to choose an effective option that will ensure the possibility of developing the pit to the design marks and stabilizing the slope.

Based on the results of numerical modeling of slope stabilization options with retaining walls of different designs and rigidity, the consumption of materials for each of the options was determined and the most effective option was selected.

Studies have shown that depending on the change in the spatial rigidity of the retaining walls by introducing additional elements (buttresses, struts) it is possible to obtain an optimal solution and, in the future, to effectively design a complex of anti-landslide structures.

**Key words:** retaining walls, numerical modeling, slope stability, geodetic monitoring.

## Встановлення факторів впливу на експлуатацію промислових підлог

Олег Малишев<sup>1</sup>, Антон Мірошниченко<sup>2</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup>malyshev.ov@knuba.edu.ua/0000-0002-2804-6217  
<sup>2</sup>miroshnychenko\_ao-2022@knuba.edu.ua/0009-0000-8657-538X

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.89-98

**Анотація.** Останніми роками спостерігаються високі темпи будівництва промислових споруд, що знаходяться не лише за межами міста а й в умовах міської забудови, в більшості випадків на окраїнах міст. До таких споруд відносяться: виробничі, транспортні, логістичні або складські комплекси. Останні, при цьому, відіграють досить важливу роль у життєвому циклі будь-якого міста.

Для надійної та ефективної експлуатації таких споруд окрім забезпечення вимог щодо їх міцності, надійності та довговічності, що висуваються до несучих та огорожувальних конструкцій необхідно також забезпечити довготривалу, безвідмовну та безпечну експлуатацію підлог, що зазнають різних впливів.

За останні роки набирає актуальність використання промислових бетонних підлог, які досить часто можна зустріти не лише в промислових будівлях, а й в місцях з великим прохідним навантаженням, як приклад, підлоги в складських або заводських приміщеннях, торговельних залах, ангарах, аеропортах, вокзалах, станціях технічного обслуговування, лабораторіях, що пояснюється їх високими техніко-економічними показниками, а також їх стійкістю до навантаження від обладнання та транспорту, падіння важких об'єктів, термічного, вібраційного, хімічного, температурного впливу та стиранню. Додатково промислові підлоги мають характеризуватися високою міцністю, зносостійкістю, тривалим терміном експлуатації, ремонтпридатністю, невибагливістю у догляді.

Проте поряд з цим існують і негативні фактори, щодо використання бетонних промислових підлог. Так за рахунок наявності пористої структури покриття бетонної підлоги останнє схильне до руйнування в процесі експлуатації. Це призводить до утворення пилу, який може підніматися у повітря та потрапляти в органи дихання. Також бетонні підлоги не є



**Олег Малишев**  
доцент кафедри  
геотехніки  
к.т.н.



**Антон Мірошниченко**  
аспірант кафедри  
геотехніки

стійкими до хімічних розчинів, що впливають на стійкими до хімічних розчинів, що впливають на утворення тріщини. Звісно із зазначеними негативними факторами існують методи боротьби, як вологе прибирання або використання спеціального топінгу.

**Ключові слова.** Підлоги, промислові споруди, проектування, пошкодження, основа, деформації, несуча здатність, навантаження.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Вимоги до промислових підлог є важливою складовою процесу будівництва та експлуатації промислових споруд і приміщень. Вони визначаються різними факторами, включаючи призначення споруди, вид виробництва, тип обладнання, якість матеріалів та інші особливості конкретного об'єкта [5, 6, 7].

Зокрема, важливо визначити оптимальні матеріали, конструкції та основу для промислових підлог у відповідності до діючих стандартів та вимог. Необхідно ретельно розглянути взаємозв'язок різноманітних факторів та їх вплив на промислові підлоги.

## МЕТА РОБОТИ

Аналіз факторів, що впливають на експлуатацію промислових підлог, влаштованих на ґрунтовій основі, приведених в нормативній, довідковій та технічній документації, встановлення їх кількості та величини впливу.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Основне дослідження спрямоване на аналіз основних факторів, вплив яких на експлуатацію промислових підлог є визначальним і необхідним для дослідження та конструювання в кожному окремому випадку.

### ПЕРШИЙ ФАКТОР ВПЛИВУ – НАВАНТАЖЕННЯ НА ПЛИТНУ ЧАСТИНУ

Підлоги будь-якого типу та призначення, відповідно до норм [1, 2], мають сприймати постійні, тимчасові (тривалі, короткочасні та епізодичні), аварійні навантаження з їх подальшою передачею на основу.

До постійних навантажень можна віднести: вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих та огорожувальних конструкцій; вагу та тиск ґрунтів (насіпок, засипок) [1, 3, 4].

Тимчасові навантаження поділяють на тривалі, короткочасні та епізодичні. Так до тимчасових тривалих навантажень можемо віднести: вагу стаціонарного обладнання (верстати, апарати, мотори і т.д.); вагу твердих та рідких речовин, що заповнюють обладнання; складування сипучих матеріалів; температурні технологічні впливи від стаціонарного обладнання; вага відкладів промислового пилу; вертикальне навантаження від мостових та підвісних кранів; впливи обумовлені деформаціями основи.

До змінних короткочасних навантажень відносять: навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимі; вага працівників, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування; навантаження від людей, худоби в сільськогосподарських будівлях;

навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачі, електрокари, крани-штабелери, тельфери).

До епізодичних навантажень відносять: вибухові впливи; навантаження викликані різкими порушеннями технологічними процесами, тимчасовою несправністю чи руйнуванням обладнання. До них так можна віднести температурні впливи (підвищення та пониження температури на рівні підлоги); гарячі предмети – розпечені та нагріті предмети, проливи розпеченого металу, гарячі днища ковшів при контакті з підлогою.

За характером та величиною прикладання навантаження можна розділити на: рівномірно розподілені по певній площі величиною, наприклад,  $20\text{кН/м}^2$ , рівномірно-розподілені вздовж смуги [4] – полиці для зберігання матеріалів величиною, наприклад,  $15\text{кН/м}$ , розподілене лінійне навантаження (лінія руху транспорту на підлозі) величиною  $10\text{кН/м}$ , концентровані (точкові) навантаження (точкові елементи обладнання, мезоніни) величиною, як приклад,  $150\text{кН}$  і більше [1,2].

### ДРУГИЙ ФАКТОР ВПЛИВУ – КОНСТРУКЦІЯ ПЛИТНОЇ ЧАСТИНИ ПІДЛОГИ

Конструктивна частина підлоги (плитної частини) складається з бетонної підготовки та плитної частини.

Бетонна підготовка — це шар бетону, що влаштовується під основну плиту промислової підлоги. Основна мета влаштування бетонної підготовки — створити рівну поверхню, забезпечити захисний шар для арматури, підвищити жорсткість плитної частини.

Для підвищення міцності бетонна підготовка може включати армування, влаштування якого має вирішуватися в кожному окремому випадку на основі розрахунків, з урахуванням техніко-економічної доцільності та необхідності.

В літературі [8, 9] приводять вказівки щодо підстилаючого шару, що розподіляє навантаження на ґрунт. Для нього рекомендується застосовувати бетон класу по міцності на стиснення не нижче В22,5.

Проте у випадках, коли розтягуючі зусилля менші за розрахункові можливо використовувати бетон меншого класу (але не нижче В7,5) виходячи із забезпечення несучої здатності підстиляючого шару.

Також вказується, що при зосереджених навантаженнях на підлогу менше 5 кН (500 кгс) і на підлогу з бетонним підстиляючим шаром менше 10 кН (1000 кгс) товщина зазначених шарів повинна бути не менш 80 мм в житлових і суспільних приміщеннях, 100мм у виробничих приміщеннях. А для підстиляючого бетонного шару в цьому випадку слід застосовувати бетон класу В7,5 [8, 9].

Плитна частина підлоги є ключовою для забезпечення стійкості та естетичного вигляду приміщення. Важливо, щоб вона відповідала проектним вимогам та стандартам для забезпечення безпеки та довговічності приміщення.

Вибір матеріалу для плити залежить від ряду факторів, таких як навантаження, вид промислового виробництва, характеристики приміщення, тип обладнання, яке використовується, технічні вимоги та умови експлуатації. Ось деякі загальні матеріали, які часто використовуються для промислових підліг:

1. бетон (підлоги заводів, складських приміщень, виробничих об'єктів);
2. фібробетон – для сприйняття розтягуючих зусиль (великі складські приміщення, де часто використовується важке обладнання для переміщення та зберігання товарів);
3. плитка (приміщення з високим рівнем вологості, такі як лабораторії) [2, 8, 9].

Товщина плитної частини якої може прийматися в межах 200-400мм в залежності від величини навантаження та жорсткості основи, так товщину та армування плити слід приймати відповідно до розрахунку, як конструкції, що влаштована на пружній основі, при дії найбільш несприятливих навантажень на підлогу [2, 8]. На (рис.1) показано приклад конструктивної частини підлоги [9].

Армування промислових підлог є важливою складовою для поліпшення їхньої міцності та стійкості до різних навантажень.

Армування промислових підлог може бути: без армування, суцільне одинарне [4],

подвійне, комбіноване або із влаштуванням зон підсилення відповідно до розрахунку [2, 8]. Приклад влаштування арматурної сітки підлоги показано на (рис.2).

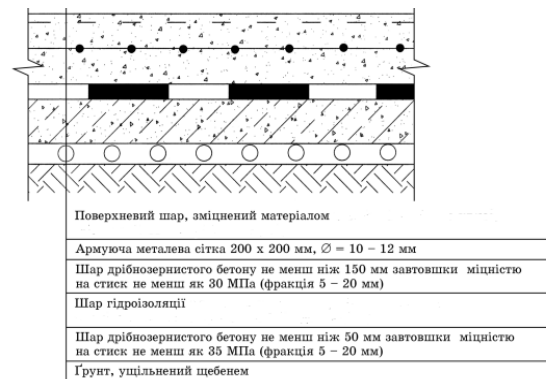


Рис.1. Приклад конструктиву плитної частини підлоги по ґрунту [9].

Fig. 1. An example of the structure of the slab part of the floor on the ground [9].

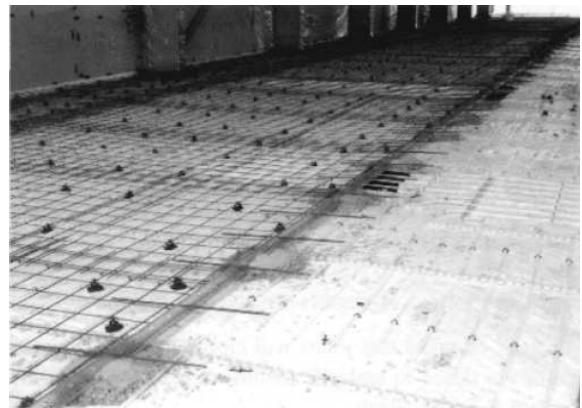


Рис.2. Армування плитної частини підлоги, одинарною сіткою у нижній зоні [4].

Fig.2. Reinforcement of the slab part of the floor with a single grid in the lower zone [4].

В окрему групу другого фактору впливу слід віднести вказівки щодо особливостей влаштування підлог, що мають зазначатися в проектній документації: розміри карт заливки, особливості влаштування деформаційних швів. Так шви поділяються на:

1. Температурно - усідальні – влаштовуються в плиті підлоги через добу після вкладання бетонної суміші за рахунок прорізки плити на глибину 60мм з їх подальшим заповнення герметиком, (рис.3) [12].

2. Ізоляційні [12] – влаштовуються при примиканні до огорожуючих нструкцій, колон, забезпечуючи цілісність конструкцій при температурному впливі, та запобігаючи

передачі напружень та деформацій від елементів конструкцій, одне одному, (рис.4);

3. Конструкційні шви [4, 9, 10, 12, 16,18] запобігає осіданню сусідніх карт заливки плитної частини підлоги за рахунок нагелів, (рис.5).

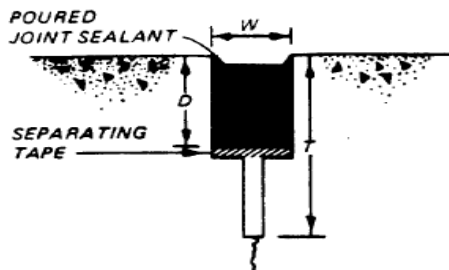


Рис.3. Температурно-усідальний шов [12].  
Fig.3. Temperature-setting seam [12].

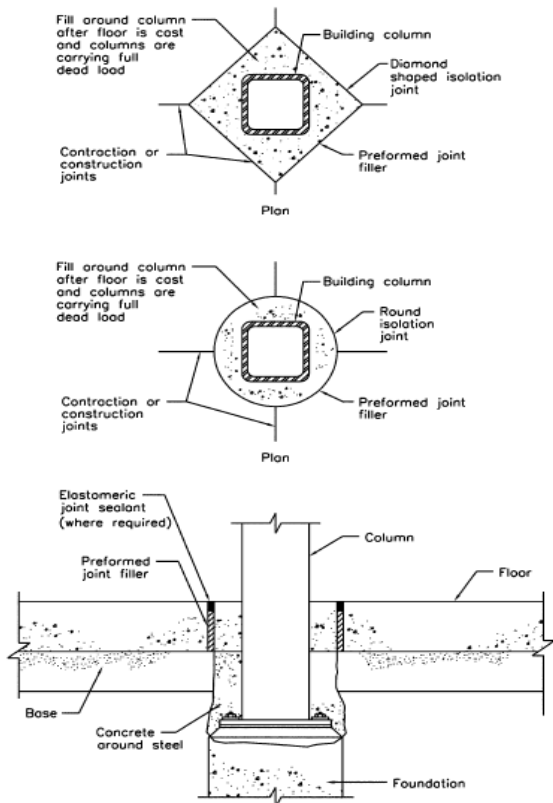


Рис.4. Ізоляційні шви навколо колон [10].  
Fig. 4. Insulation seams around the columns [10].

В вітчизняних літературних джерелах, також можна розглянути вузли примикання до несучих конструкцій, деформаційні шви. Більшість вузлів в даній літературі стосовно підлог в адміністративних та житлових приміщеннях, але дана інформація може бути корисною для промислових будівель, в яких присутні офісні, адміністративні

приміщення [16, 18]. Ці джерела є застарілими, поряд з цим маємо приклади закордонних сучасних [10, 12] оновлених [9] джерел, з використанням сучасних технологій та матеріалів.

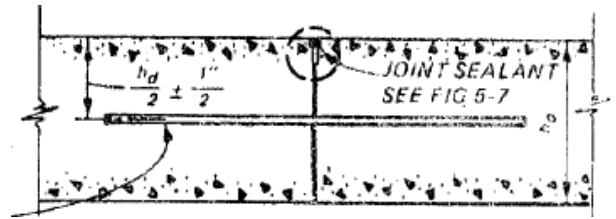


Рис.5. Конструкційний деформаційний шов з влаштуванням нагелів [12].  
Fig.5. Structural deformation seam with adjustment of nails [12].

### ТРЕТІЙ ФАКТОР ВПЛИВУ – ОСНОВА

Конструктивні рішення складу природньої чи штучної основи мають характеризуватися підвищеною жорсткістю для сприйняття навантаження від підлоги, з забезпеченням рівномірних деформацій із величинами необхідними для ефективної експлуатації.

Основу під підлогу можна поділити на кілька пунктів:

1. Природня основа.
2. Штучна основа.

В [8] вказано рекомендації по влаштуванню штучної основи під підлоги: наприклад, ґрунт основи підлоги повинен виключати можливість деформації конструкції підлоги внаслідок просідання або пучення. Нескельна ґрунтова основа повинна бути попередньо укріплена щебенем або гравієм, утопленим на глибину не менше 40 мм.

В розглянутих літературних джерелах [2, 8, 14] є рекомендації та настанови щодо складу основ: склад основи може складатись з природньої основи (глинозем, супісок, і т.д), та з штучних шарів (гравій, щебінь пісок, шлак, асфальтобетон). Штучні шари основи слід укладати (по вирівняній основи) шарами 5-10см. Товщина та кількість шарів залежить від технологій та навантажень на підлоги в майбутній будові. Кожен шар будучи то природня основа чи штучна ущільнюється. Рекомендації щодо гравійно-піщаних сумішей та їх укладання,

рекомендації з приводу ущільнення ґрунту (ущільнення основи під підлогу допускається катками, забороняється ущільнювати ручними трамбівками, окрім зон навколо конструкцій, прикладом може бути колони).

Не допускається застосовувати як основу під підлогу торф, чорнозем та інші рослинні ґрунти, а також насипні та природні ґрунти без попереднього їх ущільнення при невідповідності ступеня ущільнення вимогам [8, 14].

На (рис.6) можемо розглянути приклад влаштування бетонної підлоги по ґрунтовій основі із використанням геотекстилю та щебеню [16].

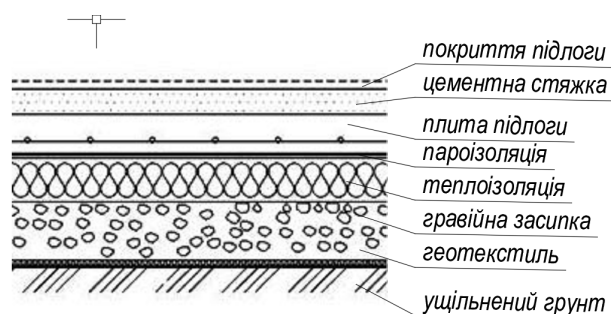


Рис.6. Приклад складу підлоги та основи.

Fig. 6. An example of the composition of the floor and base.

Також можна розглянути метод покращення основи за допомогою геосинтетичних матеріалів. Геосинтетичні матеріали являють собою клас полімерних будівельних матеріалів, які знайшли широке застосування в різних галузях будівництва, особливо в дорожньому, залізничному, цивільному, будівництві, а також в будівництві аеродромів. Такими матеріалами можуть бути – геотекстиль, геомембрани, георешітки, геокомпозити. В цивільному будівництві використання геосинтетичних матеріалів має широкий спектр – армування земляного полотна; покращення ґрунту; виконувати функцію дренажу, фільтрації, розділення (запобігання змішування сусідніх різномірних ґрунтів) і т.д [15]. Отже використання геосинтетичних матеріалів може значно покращити склад основи під проектуємою підлогу для нормального сприйняття навантажень та суттєво

зменшити виникнення деформацій.

Проаналізувавши літературні джерела, можемо зробити висновок що норми по використанню геосинтетичних матеріалів в проектуванні промислових підлог відсутні, але вони містять дані щодо особливостей їх використання при влаштуванні автомобільних доріг, і які також можливо використовувати і для промислових підлог.

### ПРИКЛАД ВЛАШТУВАННЯ ОСНОВИ І ПЛИНОЇ ЧАСТИНИ СКЛАДСЬКОЇ БУДІВЛІ

На одному із складських об'єктів м. Києва проектом було передбачено влаштування підлоги та основи під неї.

В даному проекті, перед проектуванням підлоги та основи під неї, було проведено інженерно геологічне вишукування для визначення геологічної будови, гідрогеологічних умов на ділянці, дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів. На основі проведених досліджень, в загальній товщі відкладів виділено 6 інженерно-геологічних елементів:

1. рослинний ґрунт (супісок темно-сірий, твердий);
2. пісок бурувато-жовтий, жовтий;
3. супісок бурувато-жовтий твердий;
4. супісок бурувато-жовтий
5. пластичний та текучий;
6. суглинок бурий тугопластичний;
7. суглинок бурий м'якопластичний.

Навантаження на підлогу. Під час експлуатації будівлі на плитну частину підлоги будуть діяти такі навантаження як: стелажі та заскладований на них товар; вага несучих огорожувальних конструкцій, такі як стіни, колони, перегородки, цокольні панелі; вага технологічного обладнання; рух машин та механізмів (рух працівників, навантажувачів, електрокарів, кранів-штабелерів, тельферів). Розглянемо декілька прикладів навантаження на підлоги: (на рис.7, рис.8) показано навантаження на промислові підлоги в складському комплексі.

Конструкція плитної частини. В проекті було передбачено такі рішення – влаштування армованої (з зонами підсилення) плити підлоги товщиною 200 та 260мм без влаштування бетонної



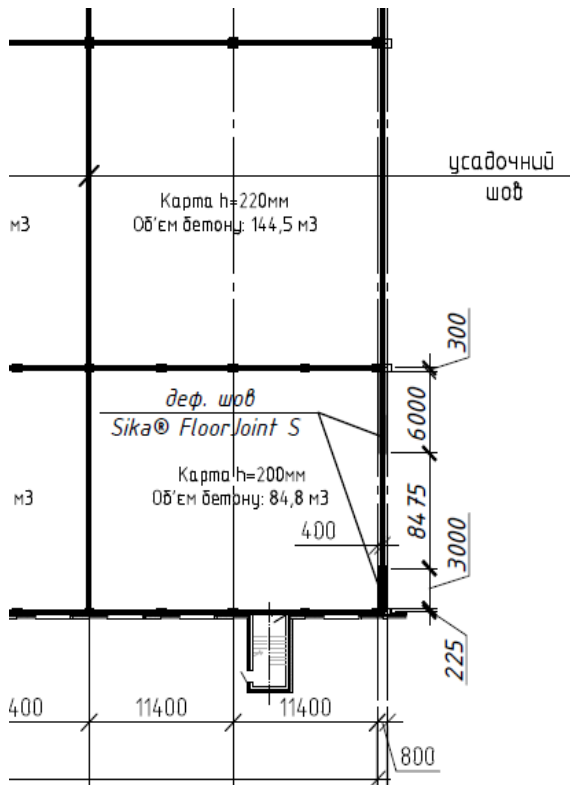


Рис.11. Схема розміщення карт нарізки із схемою влаштування деформаційних та усідальних швів.  
Fig.11. Layout of cutting maps with a layout of deformation and expansion joints.

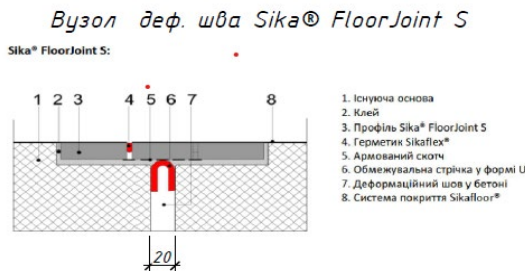


Рис.12. Деформаційний ізоляційний шов в плитній частині підлоги складської будівлі.  
Fig.12. Deformation insulating seam in the slab part of the floor of the warehouse building.

Склад основи. Проектом передбачено наступні рішення по влаштуванню та покращенню стану існуючої основи під плитну частину підлоги:

1. Виконання ущільнення існуючої основи (супіску), шляхом втрамбування щебню великої фракції, та доведення до показника Evd – 50МПа.

2. Укладання георешітки з чарункою 65x65мм для зменшення деформацій основи.

3. Влаштування додаткового шару з ЩПС з пошаровим рівномірним ущільненням віброкотками, до показника Evd – 55-60МПа, для створення жорсткої основи під підлогу для сприйняття навантаження та передачі навантаження на природню ґрунтову основу (рис.14).

Вузол влаштування підлоги біля цоколя

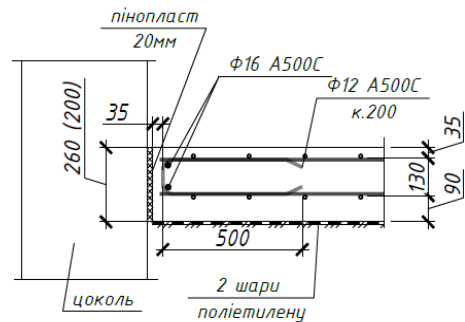


Рис.13. Влаштування примикання підлоги до несучих огорожувальних конструкцій (цокольних панелей).  
Fig.13. Arrangement of connecting the floor to the load-bearing enclosing structures (basement panels).

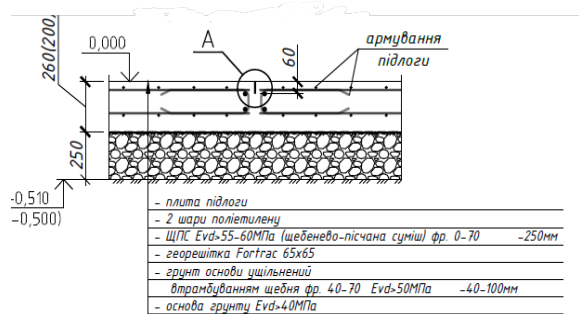


Рис.14. Влаштування основи під плитну частину.  
Fig.14. Arrangement of the base under the slab part.

Отже, в даному проекті виконано комплексні заходи по влаштуванню основи (покращення існуючої основи, в якості якої використовували пісок бурувато-жовтий, жовтий, дрібний та середньої крупності, середньої крупності та влаштування штучних шарів). На рис. 15, 16, 17 наведено приклади влаштування основи.



Рис.15. Влаштування додаткових шарів основи під плитну частину, укладання георешітки.

Fig.15. Arrangement of additional layers of the base under the slab part, laying of the geogrid.

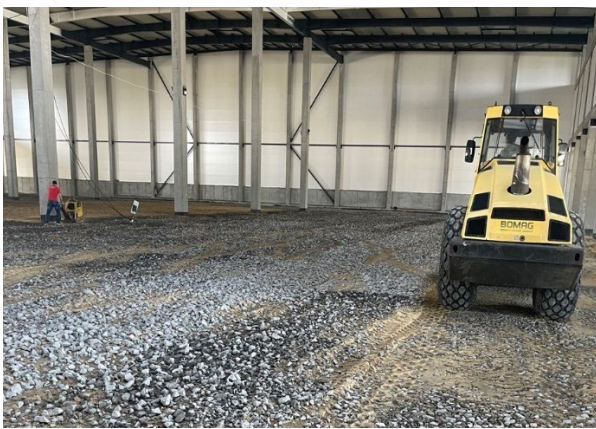


Рис.16. Процес влаштування та ущільнення основи під майбутню підлогу (закріплення природньої основи).

Fig.16. The process of arranging and compacting the base under the future floor (fixing the natural base).

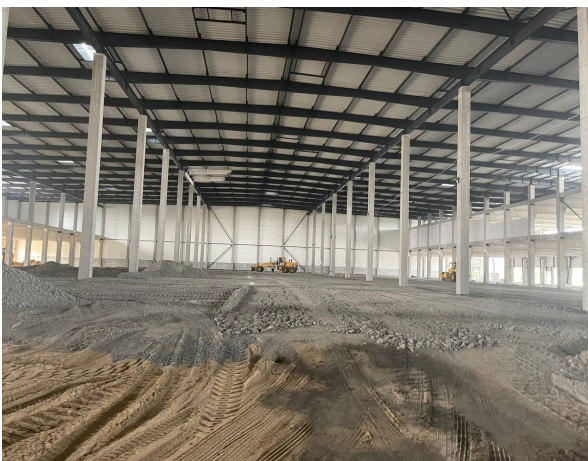


Рис.17. Процес влаштування та ущільнення основи під майбутню підлогу (влаштування штучної основи під підлогу).

Fig.17. The process of laying and compacting the base under the future floor (laying the artificial base under the floor).

## НЕДОЛІКИ ПРОЕКТНИХ РІШЕНЬ ТА ЇХ НАСЛІДКИ

На жаль при розробці проектною документації не було враховано конструктивних рішень щодо особливостей влаштування плитної частини підлоги, що призвело до небажаних результатів. Так в проекті не було передбачено влаштування температурно-усідальних швів шляхом нарізки підлоги на карти належних розмірів, конструкційних швів із використанням нагелів між сусідніми картами. Як наслідок в плиті підлоги почали з'являтися тріщини, що показані на (рис.18). Це призвело до необхідності виконання ремонтних робіт. За відсутності нагелів, відбулось нерівномірне усідання карт підлог, а саме з'явився перепад що буде перешкодою для забезпечення нормальної експлуатації технологічного обладнання на об'єкті.

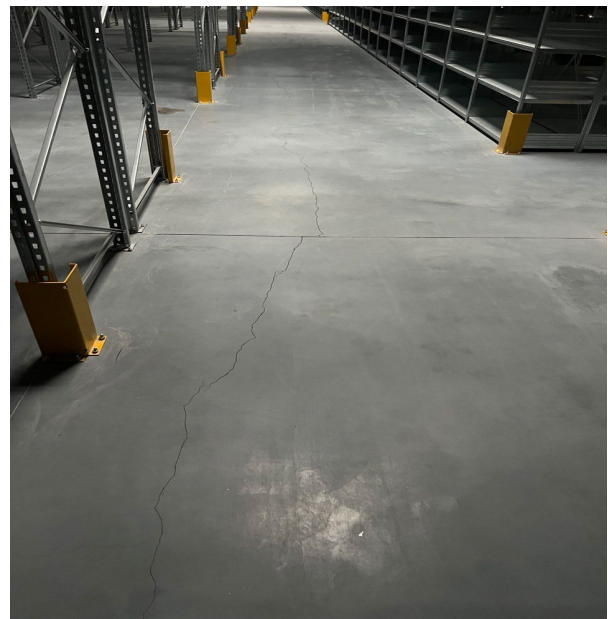


Рис.18. Виникнення тріщин в процесі завантаження підлог.

Fig.18. Occurrence of cracks in the process floor loading.

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проаналізовано вітчизняні, іноземні, технічні та довідкові літературні джерела щодо особливостей влаштування основ та плитної частини підлоги промислових споруд. Наразі більшість із них є застарілою, не враховує останніх досягнень в галузі

геотехніки та будівельних матеріалів. Їх використання є обмеженим.

На основі аналізу проектних рішень, літературних джерел, спостереженням за влаштуванням та експлуатацією промислових підлог встановлено фактори, що мають найбільший вплив на якість експлуатації підлоги. До них відносяться: вид та величина навантаження на підлоги, конструктив та особливості влаштування плитної частини та ґрунтової основи під підлогу.

Для надійного проєтування промислових підлог необхідно враховувати систему «основа-пілога-навантаження», що в подальшому забезпечить надійну та ефективну експлуатацію таких конструкцій.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Навантаження та впливи. ДБН В.1.2-2:2006. - [Чинний від 2007-01-01]. К.: Національні стандарти України, 2006. – 75с.
2. Рекомендации по проектированию полов (в развитие СНиП 2.03.13-88 «Полы»). М.: МДС 31-1.98, 1998. - 87с.
3. Горб А. Строим склад / А. Горб, И. Войлоков. – 2009. - №8. С. 40-42.
4. Concrete Society Report TR34- Concrete industrial ground floors Third Edition 2003. – 148p.
5. Котеньова З.І. Архітектура будівельних споруд: навч. посіб. Харків: ХНАМГ, - 2007. 170 с.
6. Коробко О.О., Лісенко В.А. Архітектура промислових будівель та споруд: навч. посіб. Одеса: ОДАБА, - 2012. - 91 с.
7. Меньлюк О.І., Лукашенко Л.Е. Серія «Сучасне будівництво» Сучасні технології влаштування та ремонту підлог: підручник. Одеса: ОДАБА, 2007. – 439 с.
8. Полы. Нормы проектирования. СНиП 2.03.13-88. [Действующий от 1989-01-01]. М.: Стандарты СССР, 1989. – 67с.
9. Карапузов Є.К., Соха В.Г., Величко А.М. Системні рішення з влаштування підлог матеріалами Ceresit і Thomsit. Київ: Вища освіта, 2009. – 96 с.
10. Robert D. Anderson, Charles M. Ault [and other.]. Guide for Concrete Floor and Slab Construction, Reported by ACI Committee 302, 1987 – 16p.
11. Пит Уокер, Монто Мані, Б.В. Венкатарама Редді, Деніела Маскелла. Journal of Construction and Building Materials. - 2022 p.
12. Concrete Floor Slabs on Grade Subjected to Heavy Loads. W.: Departments of the army, and the air force August, 1987. – 57p.
13. Материалы нерудные для щебеночных и гравийных оснований и покрытий автомобильных дорог. Общие технические условия. ДСТУ Б В.2.7-30:2013 [Чинний від 2014-01-01]. К.: Національні стандарти України, 2013. – 75с.
14. Методическая документация в строительстве ОАО «ЦНИИ промзданий» «Полы жилых, общественных и производственных зданий с применением материалов фирмы «хенкель баутехник» Материалы для проектирования и рабочие чертежи узлов. М.: МДС 31-12.2007, 2007г. – 420с.
15. Луценко Д.І. Використання геосинтетичних матеріалів у цивільному будівництві Національного технічного університету «Дніпровська політехніка» ГБН В.2.3-37641918-544:2014 «Прикладні конструкції». Київ: Міністерство інфраструктури України, 2014.
16. Гаращенко И.И. Полы. Справочник рабочего. Киев, 1987. – 113 с.
17. Полы производственных и подсобно-производственных зданий предприятий технической промышленности. Серия 4-839-62.

#### REFERENCES

1. Loads and impacts. DBN V.1.2-2:2006. (2006). Kyiv: National standards of Ukraine, 75 (in Ukrainian).
2. Recommendations for floor design (in development of SNiP 2.03.13-88 "Poly"). MDS 31-1.98, Moscow 1998, 87 (in Russian).
3. A. Horb, I. Voilokov, (2009). Magazine. We are building a warehouse. №8. P. 40-42.
4. Concrete Society Report TR34- Concrete industrial ground floors Third Edition 2003. – 148p.
5. Kotenyova Z.I. (2007). Architecture of building structures: Study guide. Kharkiv. KhNAMG publishing house. 170s, (in Ukrainian).
6. Korobko O.O., Lysenko V.A., (2012). Architecture of industrial buildings and structures: Study guide. Odessa. ODABA publishing house. 91 p. (in Ukrainian).
7. Meneilyuk O.I. Lukashenko L.E. (2007) Series "Modern construction" Modern technologies of arrangement and repair of floors: textbook

- Odesa. ODABA Publishing House. 439 p. (in Ukrainian).
8. Pauly. Design norms SNiP 2.03.13-88. (1989) M.: USSR Standards, 67 (in USSR).
  9. Karapuzov E.K., Sokha V.G., Velichko A.M. (2009). System solutions for arranging floors with Ceresit and Thomsit materials. Kyiv. Higher Education. 96 p. (in Ukrainian).
  10. Robert D. Anderson, Charles M. Ault [and other.]. (1987). Guide for Concrete Floor and Slab Construction, Reported by ACI Committee 302, 16p.
  11. Pete Walker, Monto Mani, B.V. Venkatarama Reddy, Daniela Maskell. (2022) Journal of Construction and Building Materials.
  12. Concrete floor slabs on grade subjected to heavy loads. (1987). Washington: Departments of the army, and the air force August, 57 (in USA).
  13. Non-metallic materials for crushed stone and gravel based and covered by highways. General technical conditions. DSTU B V.2.7-30:2013 (2013). Kyiv: National standards of Ukraine, 75 (in Ukrainian).
  14. Methodical documentation in construction OJSC "TsNII promzdany" "Residential, public and production floors with the use of materials from the firm "Henkel Bautechnik" Materials for design and working drawings of MDS nodes 31-12.2007 (2007), Moscow, 420. (in Russian).
  15. Lutsenko D.I. (2014) The use of geosynthetics in civil construction of the National Technical University "Dniprovska Polytechnic" GBN V.2.3-37641918-544:2014 "Application structures". Kyiv. Ministry infrastructure of Ukraine (in Ukrainian).
  16. Garashchenko I.I. (1987) Floors. Worker's handbook – 113s. (in Ukrainian).
  17. "Floors of production and auxiliary production buildings of technical industry enterprises. Series 4-839-62. (in Russian).

### Factors affecting the operation of the floor of industrial buildings

*Anton Miroshnychenko,  
Oleg Malyshev*

**Summary.** In recent years, a high rate of construction of industrial facilities, located not only outside the city limits, but also in the conditions of urban development, in most cases on the outskirts of cities, has been observed. Such buildings include: production, transport, logistics or warehouse complexes. The latter, moreover, play a rather important role in the life cycle of any city.

For the reliable and efficient operation of such structures, in addition to ensuring the requirements for their strength, reliability and durability, which are put forward to the supporting and enclosing structures, it is also necessary to ensure the long-term, trouble-free and safe operation of floors subjected to various influences.

In recent years, the use of industrial concrete floors, which can be found quite often not only in industrial buildings, but also in places with a high traffic load, for example, floors in warehouses or factories, sales halls, hangars, airports, railway stations, stations, is gaining relevance maintenance, laboratories, which is explained by their high technical and economic indicators, as well as their resistance to the load from equipment and transport, the fall of heavy objects, thermal, vibration, chemical, temperature effects and abrasion.

In addition, industrial floors should be characterized by high strength, wear resistance, a long service life, maintainability, unpretentiousness in care.

However, along with this, there are also negative factors regarding the use of concrete industrial floors. Thus, due to the presence of a porous structure, the concrete floor covering is prone to destruction during operation. This leads to the formation of dust, which can rise into the air and fall into respiratory organs. Also, concrete floors are not resistant to chemical solutions that affect resistant to chemical solutions that affect the formation of cracks. Of course, there are methods of combating these negative factors, such as wet cleaning or using a special topping.

**Key words.** Floors, industrial buildings, design, damage, foundation, deformations, bearing capacity, load.

## Вплив параметрів інженерних захисних конструкцій на ефективність їх застосування в умовах щільної забудови

Віталій Ручківський<sup>1</sup>

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

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.99-106

**Анотація.** Проведено дослідження закономірностей впливу застосування інженерного захисного екрану із вдавлюваних паль малого діаметру на деформації існуючої забудови, викликаних влаштуванням огороження котловану із буронабивних паль. Дослідження виконувалось за допомогою числового моделювання із застосуванням методу скінченних елементів, що дозволило відобразити роботу системи «грунтова основа – інженерні захисні конструкції - фундамент існуючої будівлі» при різних параметрах захисного екрану. Показано вплив наступних параметрів:

1) глибина закладання захисного екрану  $L$  по відношенню до глибини стисливої зони ґрунту ( $H_{ст}$ ).

2) положення захисного екрану між утримуючими конструкціями котловану та існуючою будівлею.

3) жорсткість екрану – відношення кроку до діаметру паль інженерного захисного екрану.

4) відстань між існуючим будинком та котлованом по відношенню до глибини влаштування огорожуючих конструкцій котловану нового будівництва.

Задачі розв'язувались в просторовій постановці із заданням системи «грунтовий масив - огорожуючі конструкції котловану - захисний екран – фундаменти існуючої будівлі». Грунтове середовище моделювалась з використанням моделі Hardening Soil Model. Розрахунок виконувався поетапно.

Варіювання параметрів захисного екрану виконувалось для історичної забудови, яка у більшості випадків, виконана за жорсткою стіновою конструктивною схемою із стрічковими фундаментами.



**Віталій Ручківський**  
асистент кафедри  
геотехніки

Глибина закладання фундаментів 1,2 – 3,0м та ширина підшви 1-2м. Середній тиск під підшвою з 150-250кПа.

Встановлено раціональну глибину закладання та положення захисного екрану між існуючою будівлею та котлованом нового будівництва.

Виявлено область ефективного застосування захисного екрану в залежності від відстані між будівлею та огороженням котловану.

Встановлено ефективну жорсткість в залежності від зміни відносної відстані і між палями захисного екрану.

**Ключові слова.** Захисний екран, інженерні захисні конструкції, напружено-деформований стан, паля, деформації, взаємовплив, ущільнена забудова.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Зведення підземних приміщень в умовах щільної забудови часто супроводжується розвитком додаткових переміщень оточуючих будинків. При цьому, в більшості випадків, при проектуванні враховують додаткові осідання, які викликані лише відкопуванням котловану. Стадією влаштування огороження котловану часто нехтують та не виділяють її в окремий етап розрахунку,

що призводить до перевищення граничних значень переміщень фундаментів будівлі. Врахування даного етапу потребує вживання додаткових захисних заходів, одним з яких є захисний екран, що влаштовується між котлованом та існуючою будівлею.

### АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проблемі дослідження впливу нового будівництва на існуючі будівлі присвячені роботи багатьох науковців, серед них: Сахаров В.О., Бойко І.П. [3], Бондарева Л.О. [4], Винников Ю.Л. [5], М.О. Харченко [5], Chang-Yu Ou [8].

В роботах переважно розглянуті різні заходи зі зменшення впливу нового будівництва. Серед них виділено: планувальні (зведення новобудови на безпечній відстані по відношенню до існуючих), конструктивні (виконання фундаментів будинку на однаковій з існуючою будівлею глибині), архітектурні (зведення нової будівлі із проїздом біля існуючого будинку) та технологічні (влаштування відсічних захисних екранів). Наголошується на тому, що захист існуючих будівель повинен носити комплексний характер та залежить від багатьох особливостей нового будівництва.

Серед заходів зменшення впливу нового будівництва на розвиток додаткових переміщень існуючих будинків можна виділити застосування захисних екранів. Попередні дослідження їх використання розкривають різні аспекти технології та доцільність їх використання, однак комплексному дослідженню роботи системи «грунтовий масив – інженерні захисні конструкції – існуюча забудова» на даний момент приділено недостатньо уваги.

### МЕТА РОБОТИ

Основною метою даної роботи є дослідження ефективності застосування захисного екрану із палей малого діаметру для зниження додаткових деформацій існуючої забудови в зоні впливу нового будівництва.

### ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розробка котловану нового будівництва часто спричиняє негативний вплив на оточуючу забудову. Задля уникнення цього ефекту застосовуються інженерні захисні конструкції - екрани, але постає питання, в яких випадках слід їх застосовувати, які параметри будуть найбільш ефективними та економічно доцільними, при наявності різних вихідних умов.

Для вирішення цього питання було виділено наступні параметри, що можуть впливати на зменшення додаткових деформацій існуючої будівлі в зоні нового будівництва:

1) глибина закладання захисного екрану  $L$  по відношенню до глибини стислої зони ґрунту (Нст.):  $L_{\text{екр.}}/N_{\text{ст.}}=0.5; 1; 1.25; 1.5; 2$ .

2) положення захисного екрану між утримуючими конструкціями котловану та існуючою будівлею:  $B_0/B=0.25; 0.5; 0.75$ .

3) жорсткість екрану – відношення кроку до діаметру палей інженерного захисного екрану:  $a/d=1; 2; 3; 4$ .

4) відстань між існуючим будинком та котлованом по відношенню до глибини влаштування утримуючих конструкцій котловану нового будівництва:  $B/L_{\text{утр.}}=0.25; 0.5; 1; 2; 3$ .

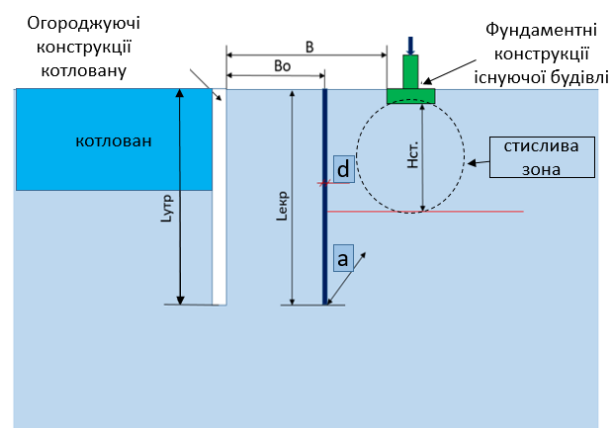


Рис. 1. Розрахункова схема при дослідженні впливу влаштування інженерних захисних конструкцій.

Fig.1. Calculation scheme for researching the influence of the installation of engineering protective structures

Моделювання впливу цих параметрів проводилось за допомогою методу скінченних елементів в просторовій постановці із використанням пружно-пластичної моделі деформування ґрунту Hardening Soil Model зі зміною параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень в ґрунті. Параметри моделі ґрунтового середовища приведено в табл. 1.

Табл.1. Фізико-механічні характеристики ґрунтів.

Tabl.1. Physical and mechanical characteristics of soils

Найменування ґрунту	Модуль деформації при міцності ґрунту 50%, $E_{50}^{ref}$ , МПа	Компресійний модуль деформації, $E_{oed}^{ref}$ , МПа	Модуль деформації при розвантаженні, $E_{ur}^{ref}$ , МПа	Питома вага, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Кут внутрішнього тертя, °	Питома зчеплення, кПа
Суглин ок напівтвердий	19	14	56	17,5	22	22

Обраний метод дослідження дозволяє наглядно відобразити роботу системи «ґрунтова основа – інженерні захисні конструкції – фундамент існуючої будівлі» при різних комбінаціях параметрів та показати динаміку розвитку переміщень оточуючої забудови на всіх етапах влаштування підземної частини новобудови.

Скінченно елементна модель включала в себе ґрунтовий масив габаритами 20х30х35м, стрічковий фундамент довжиною 9м та свердловини бурових паль утримуючих конструкцій котловану, заповненим бетонною сумішшю на початковій стадії твердіння. Параметри фундаментів приймалися на основі типового рішення будівель історичної забудови із жорсткою стіною системою та стрічковими фундаментами з глибиною закладання від 1,2 до 3,0м, шириною підшви від 1 до 2м. Середній тиск під підшовою фундаменту в інтервалі від 150 до 250кПа.

Табл.2. Фізико-механічні характеристики залізобетонного фундаменту

Tabl.2. Physical and mechanical characteristics of foundation

Характеристика матеріалу	Умовні позначення	Величина
Модуль пружності, МПа	E	30000
Коефіцієнт Пуассона	$\nu$	0,167
Об'ємна вага, кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$	25

Розрахунок додаткового осідання фундаменту існуючої будівлі проводився в декілька стадій, в наступній послідовності:

1) початкова фаза (формування НДС ґрунтової основи)

2) зведення існуючої будівлі на стрічкових фундаментах при діючому на нього навантаженні

3) влаштування інженерного захисного екрану

4) влаштування огородження котловану у вигляді бурових паль на початковій стадії твердіння бетону із набором міцності 20%.

В якості аналізу розглядалися різні комбінації основних параметрів захисних екранів при технологічному впливі влаштування котловану, додаткове осідання порівнювалось із початковим осіданням існуючої будівлі без сторонніх впливів на НДС.

Обґрунтування оптимальної глибини закладання захисного екрану. Першим параметром, який визначався та буде застосовуватись при подальших розрахунках є глибина закладання захисного екрану  $L_{кр}$ . по відношенню до глибини стисливої зони ґрунту (Нст.) (рис. 2). Додаткові деформації існуючої будівлі розраховувались для наступних відношень  $L_{кр}/Нст.=0.5; 1; 1,25; 1.5$  при відстані 4м між котлованом та існуючою будівлею.

Аналіз впливу глибини закладання інженерного захисного екрану показав, що додаткове осідання існуючої будівлі знижується зі збільшенням довжини екрану. При цьому практично не зафіксовано зміни деформацій при відношенні  $L_{кр}/Нст.=0.5$  у порівнянні із випадком без застосування

екрану. На 6% спостерігається зниження деформацій при відношенні  $L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=1.0$ .

Найістотніше зменшення додаткових переміщень будівлі в порівнянні з варіантом без екрану виявлено при  $L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=1.25$  і склало 28%. Далі збільшення довжини екрану не здійснює відчутного впливу на значення додаткового осідання, так при  $L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=1.5$  деформації практично не змінились (рис. 3). При розрахунку задач зі зміною інших параметрів буде застосовуватись відносна довжина захисного екрану  $L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=1.25$ .

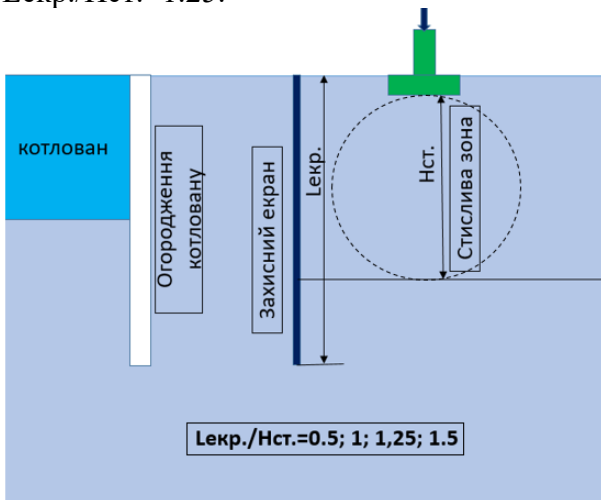


Рис. 2. Розрахункова схема при дослідженні впливу довжини захисного екрану  
Fig.2. Calculation scheme for studying the influence of length of protective screen

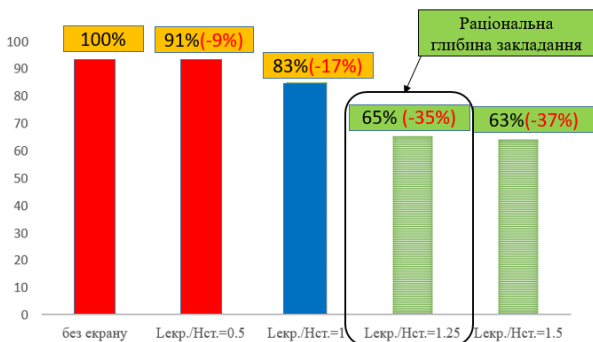


Рис. 3. Діаграма приросту переміщень існуючої будівлі в залежності від довжини інженерного захисного екрану  $L_{\text{екр.}}$   
Fig.3. The diagram of growth of movements of the existing building depending on the length of the protective screen

Вплив положення захисного екрану між огорожуючими конструкціями котловану

та існуючою будівлею. Наступним параметром вплив, якого досліджується є положення захисного екрану між котлованом та існуючою будівлею. При розрахунку відносна довжина екрану задавалась у відповідності до попереднього дослідження, а саме  $L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=1.25$ . Розглядалися три положення екрану:  $0.25B$ ,  $0.5B$  та  $0.75B$  (рис. 4), де  $B$  - це відстань між котлованом та будинком. Аналіз розрахунку показав, що положення екрану не здійснює суттєвого впливу на додаткове переміщення. Виявлено зменшення осідань по мірі віддалення екрану від існуючої будівлі. Найбільш ефективно застосування екрану спостерігається при його розташуванні біля огорожуючих конструкцій котловану -  $0.25B$ . В даному випадку вдалось на 31% зменшити додаткові деформації в порівнянні із варіантом без екрану. При інших положеннях екрану деформації істотно не змінились:  $0.5B$  - 28% та  $0.75B$  - 23%.

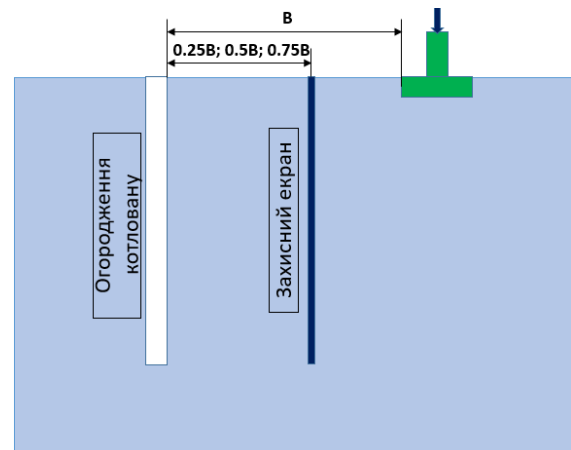


Рис. 4. Розрахункова схема при дослідженні впливу положення захисного екрану  
Fig.4. Calculation scheme for studying the influence of the position of the protective screen

Оцінка впливу відстані між існуючим будинком та котлованом при застосуванні захисного екрану. Для визначення впливу відстані між існуючим будинком та огорожуючими конструкціями котловану нового будівництва використовувався параметр, що дорівнює відношенню відстані між існуючим будинком та котлованом до глибини влаштування утримуючих конструкцій котловану нового будівництва. Розгляда-

лись наступні значення цього параметру:  $V/L_{утр.} = 0.25; 0.5; 1; 2; 3$  (рис. 5).

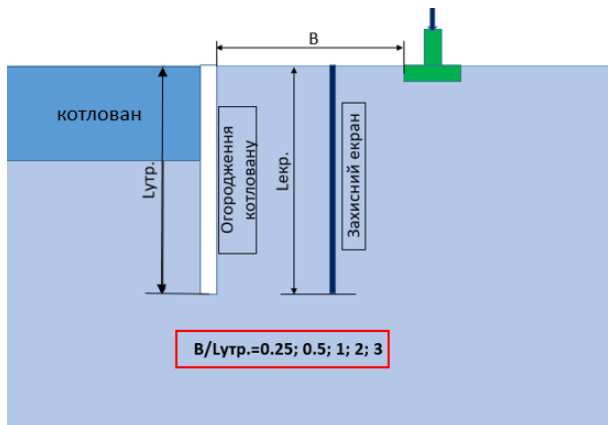


Рис. 5. Розрахункова схема при дослідженні впливу відстані між існуючою будівлею та котлованом

Fig.5. Calculation scheme for studying the influence of the distance between the existing building and the pit

Найбільша інтенсивність зміни осідання спостерігається при наближенні котловану до фундаментів існуючої будівлі. При мінімальній розглянутій відносній відстані  $V/L_{утр.} = 0.25$  спостерігається виникнення значних осідань фундаментів існуючої будівлі. У випадку без застосування захисного екрану додаткові осідання склали близько 105% у порівнянні з початковими осіданнями будівлі. При віддаленні більше  $V/L_{утр.} = 1$  вплив влаштування огороження котловану суттєво знижується: на 55% та на 33% без та з використанням екрану відповідно. На основі результатів розрахунку виявлено, що застосування інженерного захисного екрану є найбільш ефективним в діапазоні від  $0.25L_{утр.}$  -  $1.25L_{утр.}$ . В даному випадку екран дає змогу знизити додаткові осідання будівлі до 33% при  $0.25L_{утр.}$  та 11% при  $1.25L_{утр.}$  (рис. 6), що є суттєвим значенням для будівель історичної забудови, для яких згідно будівельних норм декларуються жорсткі граничні значення додаткових осідань основ і фундаментів при наявності впливу нового будівництва.

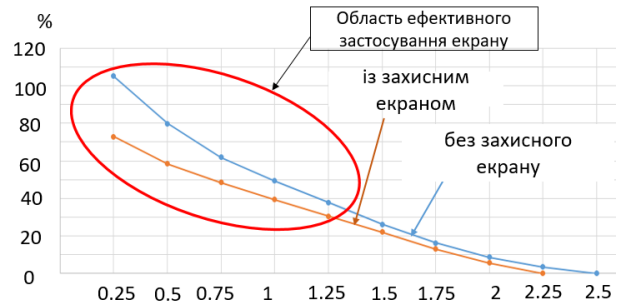


Рис. 6. Графік приросту додаткових деформацій існуючої будівлі в залежності відстані між існуючою будівлею та котлованом

Fig.6. The graph of the growth of additional deformations of the existing building depending on the distance between the existing building and the pit

Вплив жорсткості екрану на додаткові переміщення фундаментів існуючої будівлі в зоні котловану нового будівництва.

При використанні захисних екранів із паль маленького діаметру, крім підбору ефективною довжини, також важливим є питання, яким має бути співвідношення між кроком та діаметром паль, тобто жорсткість екрану. Для того щоб визначити вплив жорсткості екрану на додаткові осідання фундаментів існуючої будівлі було виконано порівняння результатів розрахунку при різних кроці (а) та діаметру (d) паль захисного екрану. Аналізувались наступні співвідношення  $a/d = 1; 1.5; 2; 3; 4$  (рис. 7).

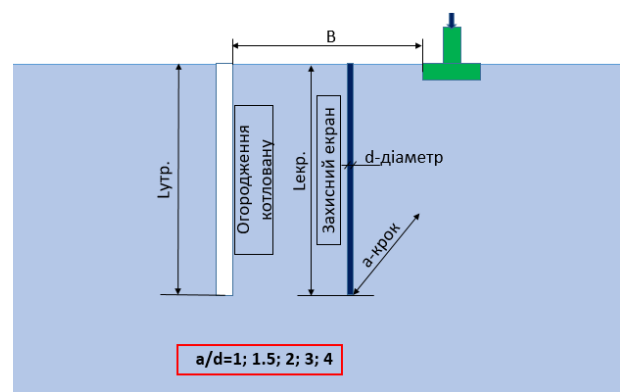


Рис. 7. Розрахункова схема при дослідженні жорсткості захисного екрану

Fig.7. Calculation scheme for the study of the rigidity of protective screen

Виявлено збільшення додаткового осідання будівлі зі зростанням відносної відстані між палями. Відчутне збільшення додаткових осідань проявляється при відношенні  $a/d=3$ , що на 20% більше ніж при використанні захисного екрану із відносною відстанню між палями  $a/d=2$ .

При співвідношеннях  $a/d=1; 1.5; 2$  виявлено поступове зростання додаткових осідань в межах 10% (рис.4.9). Розуміння значень додаткових переміщень при різній жорсткості екрану дає змогу ефективно застосовувати параметри екрану та підбрати їх в залежності від технічного стану існуючої будівлі.

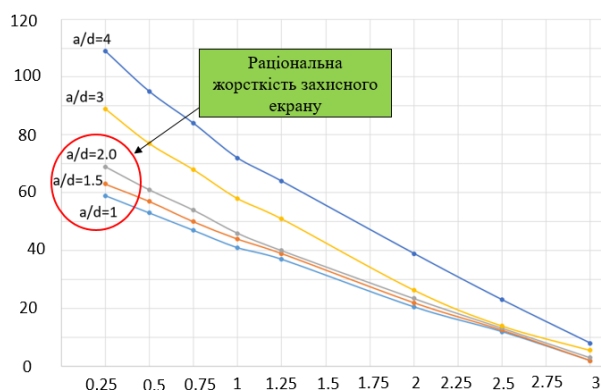


Рис. 8. Графік зміни додаткових переміщень фундаментів існуючої будівлі в залежності від жорсткості захисного екрану

Fig.7. The schedule of changes in additional movements of the foundations of the existing building depending on the stiffness of the protective screen

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. З'ясовано, що ефективність застосування захисних екранів можна коригувати за рахунок зміни їх параметрів, таких як: довжина, жорсткість конструкції, положення між будинком та котлованом.

2. Виявлено, що переміщення існуючої будівлі знижується по мірі збільшення довжини захисного екрану до значення, яке перевищує глибину стисливої зони будівлі в 1.25Нст. Подальше збільшення довжини практично не призводить до збільшення захисних властивостей екрану.

3. Виявлено збільшення додаткових переміщень будівлі зі зростанням відносної відстані між палями. Відчутне збільшення проявляється при відношенні  $a/d=3$ , що на 20% більше ніж при використанні захисного екрану із відносною відстанню між палями  $a/d=2$ . При співвідношеннях  $a/d=1; 1.5; 2$  виявлено поступове зростання додаткових переміщень в межах 10% - що є раціональною жорсткістю захисного екрану.

4. Виявлено суттєвий вплив на переміщення оточуючої забудови відносної відстані до огороження котловану. Найбільша інтенсивність зміни переміщень спостерігається при наближенні котловану до фундаментів існуючої будівлі. При мінімальній розглянутій відносній відстані  $V/L_{утр.}=0.25$  прослідковується виникнення значних переміщень фундаментів існуючої будівлі. Виявлено, що застосування інженерного захисного екрану є найбільш ефективним в діапазоні від  $0.25L_{утр.}-1.25L_{утр.}$ . В даному випадку екран дає змогу знизити додаткові переміщення будівлі до 35% при  $0.25L_{утр.}$  та 11% при  $1.25L_{утр.}$ .

## ЛІТЕРАТУРА

1. Основи і фундаменти будівель та споруд. ДБН В.2.1-10-2018. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми).
2. ДБН В 1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. – К.: Мінрегіонбуд, 2008-43с.
3. Бойко І.П., Сахаров В.О. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків // *Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К: КНУБА, 2004 – Вип. 28 – С. 3-10.
4. Бондарева Л., Носенко В., Маламан А. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стінок складної конфігурації // *Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти»*. К.: КНУБА. – 2022. – Вип.45. – С. 9-21. DOI:10.32347/0475-1132.44.2022.67-78
5. Винников Ю.Л., Харченко М.О., Єрмоленко Д.А., Акопян М.К. Геотехнічний моніторинг улаштування котловану новобудови поруч з існуючими будівлями // *Мости та*

тунелі: Теорія, дослідження, практика. – 2022, №22 УДК 69:624.152-047.

6. Сахаров В.О. Оцінка взаємодії фундаментів існуючого будинку з основою при влаштуванні котловану // *Основи і фундаменти*, 2002. – Вип. 27 - С.113-123.
7. Bin-Chen B.H. The use of piling and propping for the protection of buildings beside deep excavations: case studies from Taipei, Taiwan / B.H. Bin-Chen, F.T. David, C. Chun-Hung, N.H. Richard, Hwang // *Proc. The 3<sup>rd</sup> Int. Symp. (IS-Toulouse. 2002)*.
8. Chang-Yu Ou Deep Excavation. Theory and Practice. London 2006: CRC Press.
9. Katzenbach R., Leppla S., Seip M., & Kurze S. Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures. *Proc. Of the XVI European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development- 2010*, 601-606.

## REFERENCES

1. DBN V.2.1-10-2018. (2018). *Osnovy i fundamenty budiveli ta sporud* [Bases and foundations of buildings and structures]. K.: Minrehion Ukrainy. 36s. – Derzhavni budivelni normy. (in Ukrainian).
2. DBN V 1.2-12-2008. (2008). *Budivnytstvo v umovakh ushchilненоi zabudovy* [Construction in the densely built-up territory]. K.: Minrehionbud. 43s (in Ukrainian).
3. Boiko I.P., Sakharov V.O. (2004). Napruzhenodeformovanyi stan hruntovoho masyvu pry pobudovi novykh fundamentiv poblyzu isnuiuchykh budynkiv [The stress-strain state of the soil massif during the construction of new foundations near existing buildings]. *Osnovy i fundamenty: mizhvidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk*. K: KNUBA. Vyp. 28. S.3-10.
4. Bondarieva L., Nosenko V., Malaman A. (2022). Vykorystannia 2D ta 3D modeliuvannia dlia otsinky napruzhenodeformovanoho stanu pidpirnykh stinok skladnoi konfiguracyi [Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configuration]. *Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk «Osnovy ta fundamenty»*. K.: KNUBA. Vyp.45. S. 9-21. DOI:10.32347/0475-1132.44.2022.67-78 (in Ukrainian).
5. Vynnykov Yu.L., Kharchenko M.O., Yermolenko D.A., Akopian M.K. (2022). Heotekhnichniy monitorynh ulashtuvannia kotlovanu novobudovy poruch z isnuiuchymy budivliamy [Geotechnical monitoring of the arrangement of the pit of new building to the existing buildings] // *Mosty ta tuneli: Teoriia, doslidzhennia, praktyka*. 2022, №22 UDK 69:624.152-047.
6. Sakharov V.O. (2002). Otsinka vzaiemodii fundamentiv isnuiuchoho budynku z osnovoju pry vlashtuvanni kotlovanu [Evaluation of the interaction of the foundations of the existing buildings with the foundation during the installation of a pit]. *Osnovy i fundamenty*. Vyp. 27. S.113-123.5.
7. Bin-Chen B.H. David F.T., Chun-Hung C., Richard N.H., Hwang (2002). The use of piling and propping for the protection of buildings beside deep excavations: case studies from Taipei, Taiwan. *Proc. The 3rd Int. Symp. (IS-Toulouse. 2002)*.
8. Chang-Yu Ou. (2006). *Deep Excavation. Theory and Practice*. London 2006: CRC Press.
9. Katzenbach R., Leppla S., Seip M., & Kurze S. (2010). Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures. *Proc. Of the XVI European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*, 601-606.

## The influence of the parameters of engineering protective structures on the effectiveness of their use in densely built-up territory

*Vitalii Ruchkivskyi*

**Summary.** A study of the influence of application of an engineering protective screen made of small-diameter driven piles on the existing building deformations, caused by the arrangement of the pit fence made of bored piles, was carried out. The study was carried out with the help of numerical modeling using the method of finite elements, which allowed to display the work of the system "soil base - engineering protective structures - the foundation of the existing building" with different parameters of the protective screen. The influence of the following parameters is shown:

- 1) the depth of laying the protective screen  $L$  in relation to the depth of the compressible soil zone ( $H_{st}$ ).
- 2) the position of the protective screen between the retaining structures of the pit and the existing building.
- 3) rigidity of the screen – the ratio of the step to the diameter of the piles of the engineering protective screen.
- 4) the distance between the existing building and the pit in relation to the depth of the enclosing structures of the pit of the new construction.

The tasks were modeled in a spatial arrangement with the task of the system "soil base - enclosing constructions of the pit - protective screen - foundations of the existing building". The soil environment was modeled using the Hardening Soil Model. The calculation was carried out in stages.

The variation of the parameters of the protective screen was carried out for the historical building, which in most cases was made according to a rigid wall construction scheme with strip foundations.

The foundation depth is 1.2 - 3.0 m and the foundation width is 1-2 m. The average pressure under the foundation is 150-250 kPa.

The rational depth of the foundation and the position of the protective screen between the existing building and the pit of the new construction were established.

The area of effective application of the protective screen was revealed, depending on the distance between the building and the pit fence.

The effective stiffness is established depending on the change in the relative distance between the poles of the protective screen.

**Key words.** Engineering protective structures, protective screen, stress-strain state, pile, deformations, mutual influence, densely built-up territory.

## Вплив вибухової ударної хвилі на покриття захисної споруди критичної інфраструктури

Володимир Сахаров<sup>1</sup>, Олександр Литвин<sup>2</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури

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

<sup>1</sup>v.sakharov@ib.uz.zgora.pl, orcid.org/0000-0002-9381-3283

<sup>2</sup>lytvyn.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-2818-3457

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.107-114

**Анотація.** У роботі представлено результати аналізу напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій захисної плити споруди укриття на дію вибухової ударної хвилі при детонації бойової частини дрону-камікадзе. Під час проектування захисних споруд критичної інфраструктури комп'ютерне моделювання використовується для оцінки реального впливу вибухового навантаження на міцність конструктивних елементів. Час дії активної фази вибухового навантаження є дуже коротким і становить лише тисячні долі секунди, тому моделювання доцільно проводити за допомогою явних методів прямого інтегрування в часі.

Конструкція укриття, що розглядається в роботі, є окремою спорудою каркасного типу, яка включає в себе залізобетонну плиту на металевій балочній клітині з балок двотаврового перерізу. Зверху плити влаштована піщана засипка. Дослідження проводилися прямим динамічним методом (explicit method) у програмному комплексі SIMULIA Abaqus з урахуванням моделей нелінійної поведінки матеріалів у тривимірній постановці. Для залізобетонних конструкцій була врахована дискретно розташована арматура. Для бетону використано модель "Concrete Damage Plasticity", що враховує накопичення пошкоджень. Розроблена розрахункова схема укриття представляла собою фрагмент покрівлі захисної конструкції укриття в умовах циклічної симетрії.

Вплив вибухової хвилі на конструкції моделювався за допомогою алгоритму CONWER. У статті наведено основні принципи врахування вибухового навантаження за цим алгоритмом.

За результатами досліджень показано, що при детонації дрону-камікадзе від вибухової



**Володимир Сахаров**  
д.т.н., професор кафедри  
геотехніки



**Олександр Литвин**  
асистент кафедри  
геотехніки

хвилі утворився кратер у піщаній засипці, що відкрив плиту. Отримано, що деформації, пов'язані із виникненням тріщин у залізобетонній плиті відбувається в різні моменти часу. Показано, що незважаючи на виявлені пошкодження плити, конструкція захисту в цілому витримала вибухове навантаження. Інтенсивність тиску вибухової ударної хвилі значно знижується по мірі віддалення від місця вибуху. Такий підхід є ефективним способом зменшення впливу вибухової ударної хвилі.

**Ключові слова.** Вибухова хвиля, розривна хвиля, тротил, захисні споруди, імпульс, явний метод, критична інфраструктура, ґрунт, бетон.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Під час військової агресії російської федерації проти України, інженерам доводиться розробляти конструкції для захисту об'єктів критичної інфраструктури перед атаками безпілотників-камікадзе. Детонація бойової частини дрону створює вибухову

ударну хвилю інтенсивного тиску, спрямовану на руйнування інженерних конструкцій [1, 2]. Під час проектування захисту споруд критичної інфраструктури, використання комп'ютерного моделювання дозволяє оцінити реальний вплив вибухового навантаження на міцність елементів конструкцій. Час дії активної фази вибухового навантаження дуже короткий і становить лише тисячні долі секунди. В таких умовах моделювання доцільно проводити на базі явних методів прямого інтегрування в часі, що також дозволить врахувати роботу матеріалів конструкцій при високих швидкостях деформацій.

Укриття для захисту об'єктів, що розглядається, являє собою окрему споруду каркасного типу. Конструкція включає в себе залізобетонну плиту, що лежить поверх металевої балочної клітини із балок двотаврового перерізу. Залізобетонна плита є головним захисним елементом укриття, що за рахунок металевої балочна клітини забезпечує перерозподіл ударного навантаження на несучі стіни. Залізобетонна плита армована двома сітками з чарункою розміром 200x200 мм в верхній і нижній зонах. Плита з'єднана із балками за допомогою стад-болтів, які виконують ключову роль у забезпеченні просторової системи цілісності конструкції, забезпечуючи взаємодію між металевими елементами та бетонною плитою. Зверху плити влаштована піщана засипка. Засипка виконує важливу роль у забезпеченні додаткового захисту конструкції і зменшення амплітуди пікового навантаження на плиту, за рахунок амортизації зовнішніх впливів, а також розподілу навантажень на більшу поверхню плити.

#### АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У публікації [4] автори досліджують вплив ударної хвилі на укриття та розглядають питання впливу навантажень, викликаних вибухом різних за спорядженням боєприпасів. Автори використовують числові методи для моделювання взаємодії ударної хвилі з укриттям та досліджують вплив різних факторів на стійкість укриття до ударної

хвилі.

В роботі [5] пропонують удосконалену методику розрахунку конструкцій покриття закритих фортифікаційних споруд на проникнення, пробивання, рикошет та фугасну дію.

Також [6] досліджуються методи реконструкції тиску ударної хвилі після вибуху та розглядається можливість використання цих даних для оцінки потужності пошкодження від вибуху боєприпасів.

У статті [7] автори досліджують вплив вибуху на житлові будівлі та розглядають можливість відновлення елементів, які були частково зруйновані.

#### МЕТА РОБОТИ

Основна мета дослідження є аналіз змін напружено-деформованого стану конструкції укриття, внаслідок вибухової ударної хвилі, викликаної детонацією бойової частини безпілота-камікадзе. Дослідження виконувались засобами комп'ютерного моделювання з використанням програмного комплексу Simulia Abaqus у просторовій постановці з урахуванням нелінійної роботи матеріалів. Проведення аналізу дозволяє розкрити характер взаємодії і руйнування елементів укриття при вибуховому навантаженні, а також виявити механізми та способи щодо підвищення міцності та живучості конструкції.

#### ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом дослідження є конструкція дахового укриття. Для потреб дослідження було розроблено розрахункову схему укриття, яка представляє собою фрагмент покриття захисної оболонки укриття в умовах циклічної симетрії (рис. 1). Обраний фрагмент включає дві площини симетрії в плані, що дозволяє здійснити додаткову редукцію та аналізувати лише  $\frac{1}{4}$  загальної конструкції, враховуючи відповідні граничні умови на площинах симетрії. Розрахункова модель включає в себе металеві балки та залізобетонну армовану плиту покриття, по якій виконана засипка піском (рис.2).

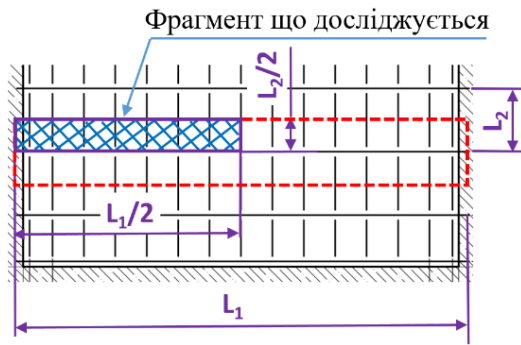


Рис.1. Фрагмент покриття захисної оболонки укриття що досліджується  
Fig.1. Fragment of the covering of the protective shell of the shelter under investigation

З метою більшого наближення до реальних умов моделювання матеріалів елементів конструкції покриття розроблена скінченна елементна модель досліджуваного фрагменту передбачала моделювання елементів конструкції, як об'ємних середовищ. Залізобетонна плита розглядалась як гетерогенне середовище з дискретно розташованою арматурою, згідно проектного рішення. Це дозволило досліджувати поведінку кожного матеріалу елементів покриття окремо при їх спільній конструкційній взаємодії.

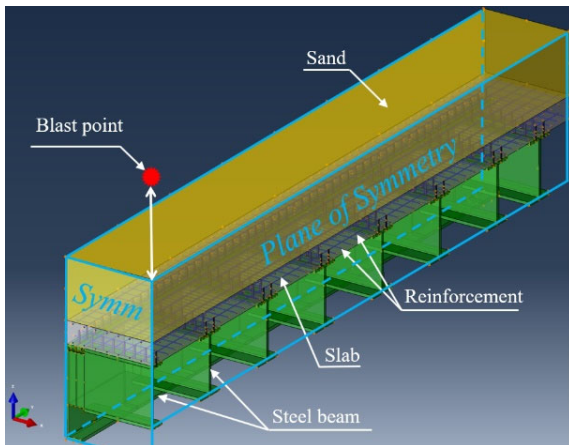


Рис.2. Фрагмент розрахункової схеми  
Fig.2. Fragment of the calculation scheme.

Для всіх матеріалів було використано восьми вузлові скінченні елементи (C3D8R) з однією точкою інтегрування. В задачах вибухового навантаження крок і розмір сітки скінчених елементів (СЕ) в значній мірі впливає на результати. В даній роботі сітка

СЕ була розроблена на базі попередніх розрахунків, за умов отримання збіжних результатів. Прийнятий варіант передбачав розміри СЕ: для елементів, які моделюють арматуру - до 2.5 см, для інших матеріалів - не більше 5 см.

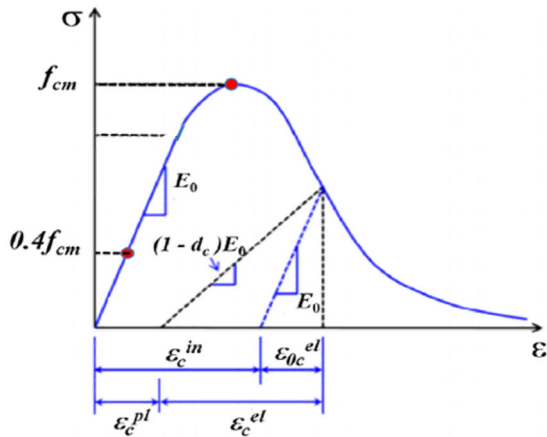
Для моделювання бетону використано модель Concrete damage plasticity (CDP), що розроблена на базі теорії пластичної течії і яка більш повно враховує поведінку цього матеріалу при статичних і динамічних навантаженнях [3]. Для опису нелінійної поведінки бетону модель використовує концепцію ізотропного еластичного пошкодження.

В цій моделі розглядається два основних механізми руйнування матеріалу – утворення тріщини при розтягу та роздавлювання при стисненні. Діаграми, що характеризують поведінку матеріалу при роботі на стиск і розтяг показано на (рис. 3).

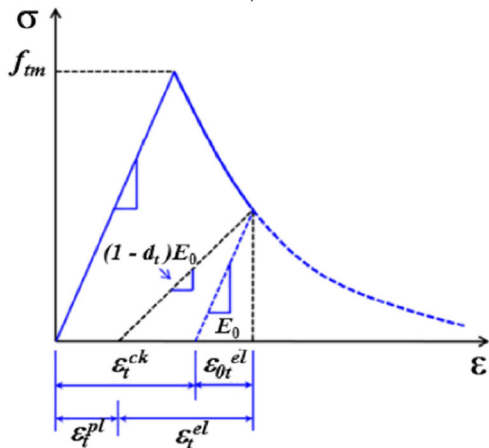
Розподіл еквівалентних пластичних деформацій визначається на підставі поверхні текучості. Враховується, що бетон працює в трьох основних стадіях: абсолютно пружна ізотропна стадія, стадія пластичної роботи та стадія руйнування. Через неможливість визначення реальної ширини розкриття тріщини, для забезпечення суцільної сітки скінчених елементів використовується метод “розмазування” тріщини на групу скінчених елементів. Таким чином, в застосовуваній діаграмі стану матеріалу після досягнення критичного напруження або деформації вводиться спадаюча гілка з умовним фізичним значенням пошкодження. Ця частина діаграми моделює розподіл тріщин по певній групі скінчених елементів, що дозволяє отримати числове рішення. В свою чергу це накладає додаткові вимоги, щодо добору густоти сітки СЕ. Таке представлення роботи бетону під навантаженням дозволяє відобразити ключові особливості поведінки бетону.

Залежно від рівня досягнутого напружено-деформованого стану розвантаження бетонного зразка відбувається за різними кривими. В залежності від ступеню апроксимації ці криві можуть бути представлені прямими відрізками (ламаною) зі змінним

кутом нахилу. Зміна січного модуля «пружно-пластичності» описується за допомогою двох параметрів пошкодження  $d_c$  (damage compression) та  $d_t$  (damage tension) які вважаються функціями пластичних деформацій. Ці параметри пошкодження можуть приймати значення від нуля, що відповідає непошкодженому матеріалу, до одиниці, що відповідає повній втраті міцності.



а)



б)

Рис.3. Діаграми поведінки бетону:

а) - стиск, б) – розтяг

Fig.3. Concrete behavior diagrams:

а) - compression, б) - tension

Якщо модуль  $E_0$  – це початкова (неушкоджена) пружна жорсткість матеріалу, то співвідношення напруження-деформації при одноосному навантаженні на розтяг ( $\sigma_t$ ) та на стиск ( $\sigma_c$ ) відповідно можна опасати наступними рівняннями:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{\sim pl}) \quad (1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{\sim pl}) \quad (2)$$

де:

$\varepsilon_t, \varepsilon_c$  - загальна деформація розтягу і стиску відповідно,

$\varepsilon_t^{\sim pl}, \varepsilon_c^{\sim pl}$  - еквівалентні пластичні деформації розтягу та стиску відповідно.

При одноосному циклічному навантаженні жорсткість матеріалу зазнає деградації через появу та закриття раніше утворених мікротріщин. Важливою особливістю бетону при циклічному навантаженні є ефект відновлення жорсткості. У багатьох квазікрихких матеріалах, до яких належить і бетон, жорсткість на стиск відновлюється після закриття тріщини, якщо навантаження змінюється з розтягу на стиск. Проте, при переході від стиску до розтягу жорсткість не відновлюється, оскільки від стиску утворюються роздавлюючі мікротріщини. Таким чином коефіцієнти відновлення жорсткості є окремим параметром, який можна вводити при моделюванні.

На (рис. 4) зображено цикл одноосного навантаження, що відповідає поведінці за замовчуванням.

$W_c$  -коефіцієнти відновлення жорсткості при переході від розтягу до стиску ( $W_c = 1$ ).

$W_t$  -коефіцієнти відновлення жорсткості при переході від стиску до розтягу ( $W_t = 0$ ).

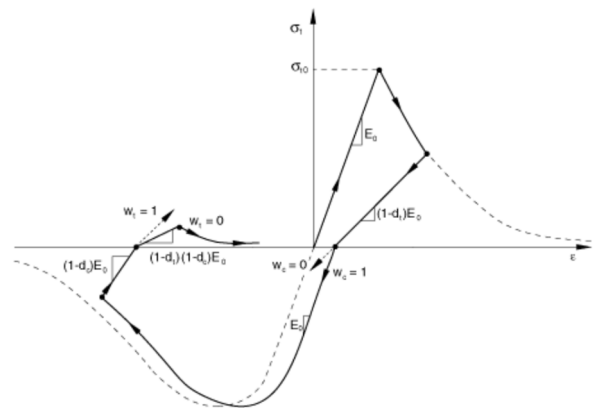


Рис.4. Зміна жорсткості бетону при циклі одноосного навантаження

Fig.4. Change in concrete stiffness during uniaxial load cycle

Для моделювання арматури та металевих конструкцій було використано критерій пластичності Мізеса. Ця модель має дві ді-

лянки – зону пружної роботи та зону пластичності.

Моделювання дискретно розташованої арматури у залізобетонній плиті реалізувалося за допомогою функції «embedded region» [3]. Це дозволило врахувати взаємодію арматурних стрижнів та бетону без узгодження вузлів сіток СЕ. Умови контакту між арматурою та бетоном моделюються шляхом надання визначеної жорсткості при розтягу бетону. Це враховує передачу навантаження через арматурні стрижні через тріщини.

Піщана засипка має невелику товщину і повинна враховувати перерозподіл навантажень на плиту з урахуванням винесення ґрунту. Тому моделювався піщаного середовища виконувалось пружними елементами з додатковим критерієм видалення скінчених елементів при розтягу.

Вибух в атмосфері, спричинений детонацією дрону-камікадзе, створює інтенсивну стиснуту газову зону, яка породжує ударну хвилю, що розповсюджується у всіх напрямках. Вплив навантаження від вибуху представляє собою складний процес. Як один із варіантів, цей вплив можна визначити для сферичних падаючих хвиль (атмосферний вибух) за допомогою емпіричних даних, отриманих при використанні програми Conventional Weapons Effects Program (CONWEP), яка зарекомендувала себе в задачах цього класу.

Модель CONWEP використовує принцип масштабування відстані, який базується на відстані від джерела вибуху до поверхні навантаження та кількості вибухової речовини (у тротиловому еквіваленті). Для конкретної масштабованої відстані програма дозволяє розрахувати такі дані, як максимальний надлишковий тиск, час прибуття хвилі, тривалість позитивної та негативної фаз, коефіцієнт згасання для падаючого та відбитого тиску. Для апроксимації залежності тиску від часу (P-t), CONWEP використовує експоненціальне згасання тиску та використовує рівняння, виведені Лабораторією балістичних досліджень Міністерства армії США для визначення параметрів пікового тиску, тривалості, часу прибуття та імпульсу.

Далі визначається коефіцієнт загасання  $A$ :

$$P(t) = P_{SO} \left( 1 - \frac{(t-t_a)}{t_d} \right) \exp \left( -A \frac{(t-t_a)}{t_d} \right) \quad (3)$$

де:

$P(t)$  - тиск в момент часу  $t$ ,

$P_{SO}$  - пік падаючого надлишкового тиску в момент часу  $t - t_a$ ,

$t_a$  - час приходу,

$A$  - коефіцієнт згасання.

На близьких відстанях негативна фаза незначна і для розрахункових цілей ігнорується CONWEP. Однак негативна фаза набуває більшого значення на більш віддалених відстанях.

Повна історія залежності P-t, що використовується CONWEP представлена на (рис.5).

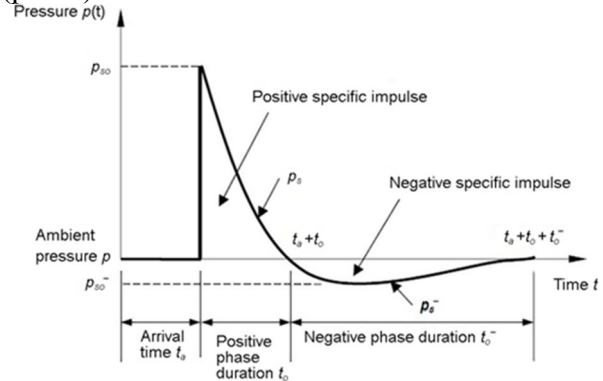


Рис.5. Схема історії зміни тиску вибухової ударної хвилі від часу під час вибуху (Міністерство армії США, 1990).

Fig.5. Time history of the blast pressure during an explosion (US Department of the Army, 1990)

Моделювання було виконано на базі явного методу чисельного інтегрування в часі. Загальна кількість невідомих становила 1045539, а мінімальний крок інтегрування склав  $8.6 \cdot 10^{-7}$  с.

Внаслідок проведених досліджень було встановлено, що в процесі вибуху в піщаному насипі утворився кратер. При цьому в зоні епіцентру ґрунт був повністю викинутий з поверхні плити (рис. 6). З цього можна зробити висновок, що в цій зоні присутність піщаного насипу невеликої товщини має незначний вплив на напружено-деформований стан конструкцій покриття від ударної хвилі вибуху.

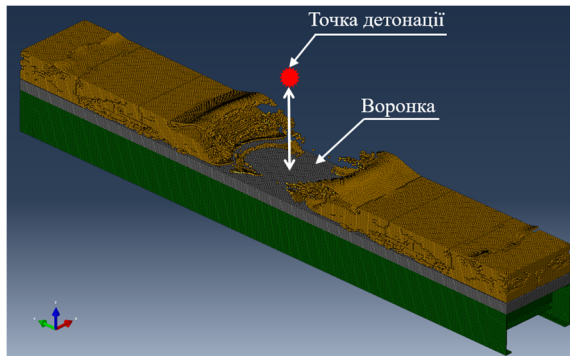
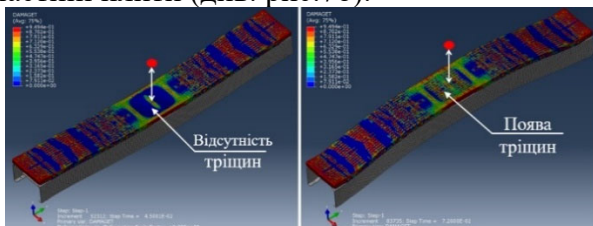


Рис.6. Утворення вибухової воронки у піщаній засипці.  
Fig.6. The formation of an explosive crater in a sand fill.

На початку, коли ударна хвиля досягла конструкції, в зоні епіцентру в нижній частині плити утворились тріщини (див. рис.7а). В наступний проміжок часу, через коливання, спричинені ударом вибухової хвилі, тріщини також з'явилися у верхній частині плити (див. рис.7б).



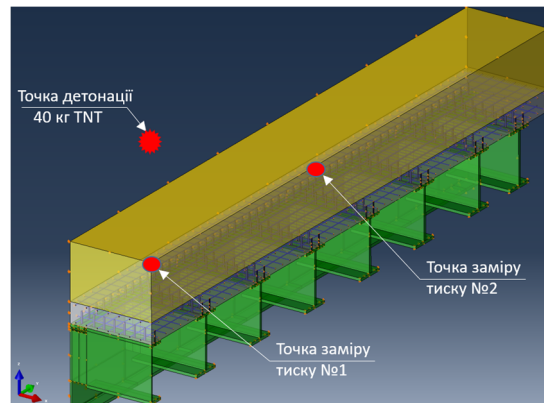
а) час=0.045с                      б) час=0.075с

Рис.7. Зони деградації бетону (ефект утворення тріщин) внаслідок розтягу в різні проміжки часу на початку вибуху.  
Fig.7. Zones of concrete degradation (the effect of the formation of cracks) due to stretching at different time intervals at the beginning of the explosion.

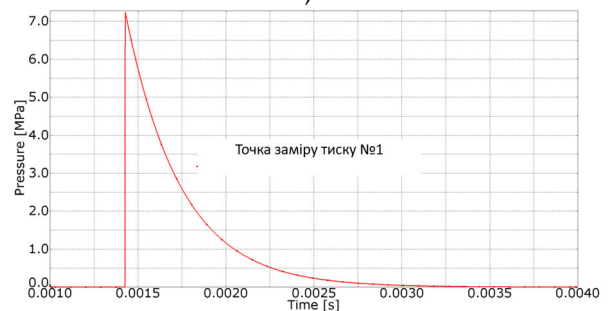
Аналіз розподілу тиску на плиті в часі (рис.8) виявив, що ударна хвиля досягає поверхні укриття в різні моменти часу. Різниця в часі становить мілісекунди. Пікові значення тиску істотно зменшуються з віддаленням від місця детонації, тому при проектуванні захисних споруд необхідно максимально віддалити місце вибуху від ключових конструкцій укриття.

Визначення оптимальних відстаней від зони детонації вибухової частини до основних конструктивних елементів споруди вимагає проведення окремих досліджень за аналогічним алгоритмом. Враховуючи швидке згасання тиску від ударної хвилі в просторі, такий підхід є найбільш

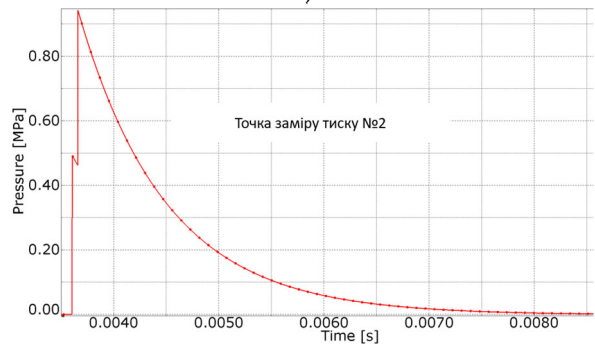
раціональним для мінімізації впливу вибухової ударної хвилі.



а)



б)



в)

Рис.8. Розподіл тиску на поверхні плити від вибухової хвилі: а) – схема розміщення точок фіксації тиску, б) – історія зміни тиску ударної хвилі в точці №1, в) – історія зміни тиску ударної хвилі в точці №2.

Fig.8. Distribution of pressure on the surface of the plate from the blast wave: а) – a diagram of the placement of pressure fixation points, б) – a history of changes in the pressure of the shock wave at point №1, с) – a history of changes in the pressure of the shock wave at point №2

Дослідження показали, що незважаючи на виявлені деформації плити, за рахунок утворення деградації пружної жорсткості (утворення тріщин), конструкція захисту в

цілому витримала вибухове навантаження.

Варто звернути увагу, що отримані пошкодження істотно знижують міцність плити і потребують її відновлення (рис.9).

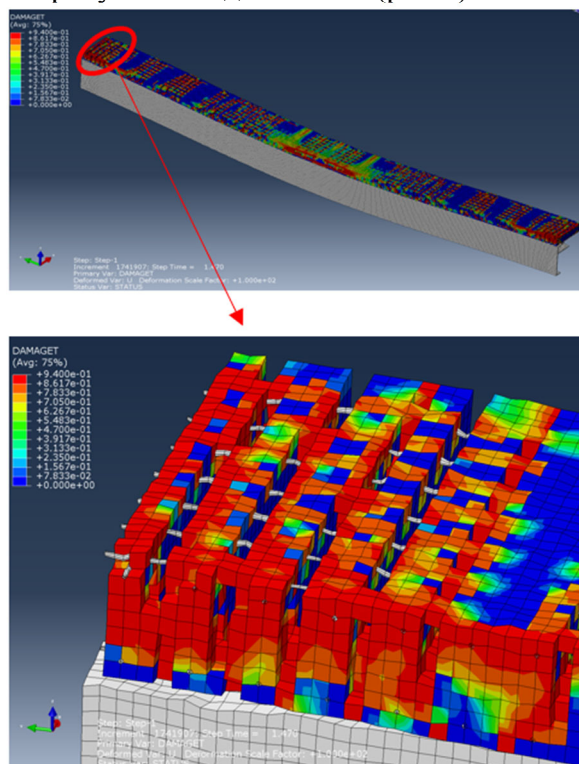


Рис.9. Утворення тріщин в місці стику плити покриття зі стіною.

Fig.9. The formation of cracks at the junction of the covering slab with the wall.

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Застосування прямих динамічних методів у поєднанні з нелінійними моделями деформування матеріалів дозволяє більш глибоко досліджувати зміни в напружено-деформованому стані конструкцій від вибухового навантаження.

Встановлено, що вибрана товщина піщаного насипу має незначний вплив на зміни в напружено-деформованому стані залізобетонної плити покрівлі під час вибухового навантаження. Внаслідок вибуху утворений кратер повністю відкрив плиту в зоні епіцентру.

Результати досліджень показали, що в розглянутих умовах детонація дрону-камікадзе призвела до виникнення локальних пошкоджень в залізобетонній плиті конструкції укриття. В цілому плита зберегла просторову жорсткість і виконала своє завдання. Варто зауважити, що прогнозовані

пошкодження істотно знижують міцність плити і потребують її відновлення.

Виявлено, що інтенсивність тиску вибухової ударної хвилі значно знижується по мірі віддалення від місця вибуху. Такий підхід є ефективним способом зменшення впливу вибухової ударної хвилі.

В подальших дослідженнях автори планують проведення досліджень з метою пошуку найбільш раціональних відстаней від місця детонації до основних елементів споруди укриття та конструктивних рішень щодо їх реалізації.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Коцюруба В.І. Методика розрахунків та обґрунтування вимог до інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури від БпЛА типу баражуючий боєприпас./ В.І. Коцюруба, А.С. Білик, А.О. Веретнов, Г.С. Гайдарли, Р.М. Борта, Б.І. Тертишний // *Опір матеріалів і теорія споруд. Науково-технічний збірник.* – К.: КНУБА. – 2022. – №109. – С. 164-183. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.164-183
2. Unified facilities criteria (ufc) structures to resist the effects of accidental explosions UFC 3-340-02. 5 December 2008, P.1443-1446.
3. Dassault Systèmes Simulia Corp. “ABAQUS Analysis User’s Manual, Version 6.12.” Providence, Rhode Island: Dassault Systèmes Simulia Corp. 2012b.
4. Коцюруба В.І. Вплив повітряної ударної хвилі на укриття / В.І. Коцюруба, І.П. Даченко, В.О. Дачковський, Р.М. Черевко, В.М. Полюляк, О.А. Іващук, І.І. Фурман // *Опір матеріалів і теорія споруд. Науково-технічний збірник.* – К.: КНУБА. – 2020. – №105. – С. 133-144. DOI: 10.32347/2410-2547.2020.105.133-144
5. Волощенко О.І. Удосконалення методики розрахунку конструкцій покриття закритих польових фортифікаційних споруд для забезпечення живучості військ у сучасному збройному конфлікті / О.І. Волощенко, М.Г. Кушніренко, І.В. Черних // *Опір матеріалів і теорія споруд. Науково-технічний збірник.* – К.: КНУБА. – 2021. – №106. – С. 282-295. DOI: 10.32347/2410-2547.2021.106.282-295.
6. Wang L. Study on Pressure Reconstruction Method of Explosion Shock Wave / L. Wang, D. Kong // *Journal of Applied Fluid Mechanics,* – 2023. – Vol. 16, No. 7, pp. 1442-1454. ISSN 1735-3572. DOI: 10.47176/JAFM.16.07.1690.

7. Faiza Mohamed. Investigation on Air-Blast Explosion Effect on reinforced concrete Buildings (CaseStudy) / Faiza Mohamed, Zauba A., Aziz Al-Rawi, Ahmed El-Badawy Sayed, Abubaker M. Omer Barahim, Yasser R. Tawc // *International License – Research Square.* – 21p. doi.org/10.21203/rs.3.rs-2058537/v1

on Air-Blast Explosion Effect on reinforced concrete Buildings (CaseStudy). *International License – Research Square.* – 21p. doi.org/10.21203/rs.3.rs-2058537/v1

## REFERENCES

1. Kotsiuruba, V.I., Bilyk, A.S., Veretnov, A.O., Haidarly, H.S., Borta, R.M., Tertysnyi, B.I. (2022). Metodyka rozrakhunkiv ta obgruntuvannia vy-moh do inzhenerneho zakhystu ob'ektiv krytychnoi infrastruktury vid BpLA typu barazhuyuchy boieprypas [Method of calculations and substantiation of requirements for engineering protection of critical infrastructure objects from UAVs with warheads]. *Opir materialiv i teoriiia sporud. Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 109, 164-183. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.164-183. (in Ukrainian).
2. Unified facilities criteria (ufc) structures to resist the effects of accidental explosions UFC 3-340-02. (2008). 5 December 2008, P.1443-1446.
3. Dassault Systèmes Simulia Corp. "ABAQUS Analysis User's Manual, Version 6.12." Providence, Rhode Island: Dassault Systèmes Simulia Corp. 2012b.
4. Kotsiuruba V.I., Datsenko I.P., Dachkovskiy V.O., Cherevko R.M., Poliuliak V.M., Ivashchuk O.A., Furman I.I. (2020). Vplyv povitrianoi udarnoi khvyli na ukryttia [Influence of air shock wave on shelter]. *Opir materialiv i teoriiia sporud. Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 109, 133-144. DOI: 10.32347/2410-2547.2020.105.133-144 (in Ukrainian).
5. Voloshchenko O.I., Kushnirenko M.H., Chernykh I.V. (2021). Udoshkonalennia metodyky rozrakhunku konstruktsii pokryttia zakrytykh polovykh fortyfikatsiinykh sporud dlia zabezpechennia zhyvuchosti viisk u suchasnomu zbroinomu konflikty []. *Opir materialiv i teoriiia sporud. Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 106, 282-295. DOI: 10.32347/2410-2547.2021.106.282-295. (in Ukrainian).
6. Wang, L., Kong, D. (2023). Study on Pressure Reconstruction Method of Explosion Shock Wave. *Journal of Applied Fluid Mechanics.* Vol. 16, No. 7, pp. 1442-1454. ISSN 1735-3572. DOI: 10.47176/JAFM.16.07.1690.
7. Faiza Mohamed, Zauba A., Aziz Al-Rawi, Ahmed El-Badawy Sayed, Abubaker M. Omer Barahim, Yasser R. Tawc. (2022). Investigation

### The effect of an explosive shock wave on the plate of a protective structure of a critical infrastructure

*Volodymyr Sakharov,  
Oleksandr Ilytvyn*

**Summary.** The article presents the outcomes of an analysis on the stress-strain conditions of reinforced concrete structures subjected to an explosive shock wave resulting from the detonation of a combat unit from a kamikaze drone against a protective screen. When designing protective structures for critical infrastructure, employing computer simulation enables an assessment of the genuine impact of explosive loading on the structural elements' strength. The active phase of explosive loading is exceptionally brief, lasting only a fraction of a second. Under such circumstances, modeling is best performed using explicit methods of direct integration in time.

The structure considered in this work is a reinforced concrete slab supported by a metal beam cage with I-beam cross-sections, topped with a sand backfill. The study was executed within the SIMULIA Abaqus software suite, incorporating models depicting nonlinear material behavior in a three-dimensional context. Discretely positioned reinforcement was considered for reinforced concrete structures, and the "Concrete Damage Plasticity" model was applied for concrete, accounting for damage accumulation. The devised computational scheme for the shelter represents a section of the protective structure's roof under conditions of cyclic symmetry.

The article elucidates the core principles of incorporating explosive loading according to algorithm CONWEP. The results demonstrate that during the detonation of a kamikaze drone, an explosive wave created a crater in the sand backfill, exposing the slab. The study illustrates the development of damage in the reinforced concrete slab at various time intervals. Despite the identified damage to the slab, the protective structure overall withstood the explosive load. The intensity of the explosive shock wave diminishes significantly as it propagates away from the explosion site.

**Key words.** Blast wave, explosive wave, TNT, protective structures, impulse, explicit method, critical infrastructure, soil, concrete.

## Особливості взаємодії бурової палі з ґрунтовою основою при наявності структурно-нестійких ґрунтів

Ігор Бойко<sup>1</sup>, Віктор Носенко<sup>2</sup>, Олег Кривенко<sup>3</sup>,  
Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup> boyko.ip@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-6841-0271  
<sup>2</sup> nosenko.vs@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846  
<sup>3</sup> kryvenko.oa@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1999-2770

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.115-123

**Анотація.** При зведенні пальових фундаментів процес випробування паль є необхідним та обов'язковим. Через це присутня необхідність у коректній оцінці взаємодії елементів системи «основа-паля» з метою отримання надійного та ефективного проектного рішення.

Якщо використовувати параметри ґрунту надані у звітах з інженерно-геологічних вишукувань, без їх попереднього уточнення, то це призводить до значної розбіжності у результатах числового моделювання взаємодії паль з основою та даних з натурних випробувань. У зв'язку з цим є необхідність у ідентифікації розрахункових параметрів прийнятої моделі ґрунту з метою збіжності результатів моделювання з результатами експериментальних досліджень в широкому діапазоні навантажень.

Для опису поведінки взаємодії елементів системи «основа-паля» у даній роботі була обрана модель Hardening Soil Model. Було досліджено характер впливу трьох модулів, що задаються у вище зазначеній моделі: модуль деформації при міцності ґрунту 50% ( $E_{50}^{ref}$ ); компресійний модуль деформації ( $E_{oed}^{ref}$ ); модуль деформації при розвантаженні ( $E_{ur}^{ref}$ ). Також проаналізовано вплив ефекту дилатансії піщаного ґрунту.

При початковому етапі навантажень суттєвий вклад в її роботу вносить значення модулів  $E_{50}^{ref}$  та  $E_{oed}^{ref}$ . При подальшому збільшенні навантаження в ґрунті виникають значні пластичні деформації зсуву, а відповідно ведучими параметрами є параметри міцності ґрунту ( $c$ ,  $\phi$ ). Через те що у верхній частині бурова паля знаходяться структурно-нестійких ґрунтах (насіпний ґрунт та супісок пластичний), а нижня її частина на значній своїй довжині влаштована в межах піщаного ґрунту то важливим також є врахування



**Ігор Бойко**  
професор кафедри  
геотехніки,  
д.т.н.



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



**Олег Кривенко**  
асистент кафедри  
геотехніки

ефекту дилатансії( $\psi$ ) ґрунту.

Виявлено що збільшення модуля розвантаження ( $E_{ur}^{ref}$ ) зменшує не тільки осідання по кривій розвантаження, а і по кривій навантаження.

Наведені результати порівняння натурального випробування бурової палі та її числового моделювання взаємодії з структурно-нестійкими та піщаними ґрунтами та виконана ідентифікація розрахункових параметрів моделі ґрунтового середовища з метою збіжності результатів моделювання з експериментальними даними при відповідних заданих навантаженнях.

Отримана збіжність в межах до 5% в широкому діапазоні по кривій навантаження на бурову палю.

**Ключові слова.** Бурова паля, випробування

палі, ідентифікація параметрів, числове моделювання, модуль розвантаження, кут дилатансії.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У зв'язку із збільшенням тенденції на зведення будівель і споруд, що мають велике вертикальне навантаження, поряд із вже існуючими пальові фундаменти отримали значний попит. На даний час серед паль широкого впровадження здобули бурові (буроін'єкційні та буронабивні) діаметром в діапазоні 420-1020мм.

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

В даній роботі при числовому моделюванні була використана модель роботи ґрунту під назвою Hardening Soil Model (опис моделі див. [1]), яка включає в себе такі наступні розрахункові параметри: питому вагу( $\gamma$ ), модуль деформації при міцності ґрунту 50% ( $E_{50}^{ref}$ ); компресійний модуль деформації ( $E_{oed}^{ref}$ ); модуль деформації при розвантаженні ( $E_{ur}^{ref}$ ); показник ступеня залежності жорсткості від рівня навантаження ( $m$ ); коеф. Пуассона( $\nu$ ); питоме зчеплення( $c$ ), кут внутрішнього тертя( $\phi$ ), кут дилатансії( $\psi$ ). Вище вказані параметри необхідно підібрати так, щоб збіжність результатів моделювання та випробування була в межах

5-10%. Така збіжність в подальшому дає можливість отримати більш достовірні переміщення фундаментів і дозволяє відтворити більш реальну картину перерозподілу зусиль у несучих конструкціях не тільки фундаментів, а й каркасу будівлі в цілому що в свою чергу забезпечує надійне проектне рішення.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Верифікацією параметрів для моделі ґрунту Hardening Soil model [1] займався Schanz Т. Процесом взаємодії палі з ґрунтовим масивом займалися Бойко І.П. та Карпенко Ю.В [2], Катценбах Р. [3], Зоценко М.Л. [4]. Також у попередньому випуску даного збірника [5] автори Бойко І.П. та Кривенко О.А. розглянули числове моделювання взаємодії бурової палі з врахуванням дилатансії ґрунту.

## МЕТА РОБОТИ

При наявності структурно-нестійких ґрунтів оцінити вплив величин розрахункових параметрів моделі ґрунту (Hardening Soil Model), що застосовуються при числовому моделюванні взаємодії елементів системи «основа-паля» та виконуючи ідентифікацію цих параметрів досягнути збіжності результатів натурального випробування палі та моделювання у широкому діапазоні навантажень. Відтворити через числове моделювання криву розвантаження бурової палі.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

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

Ґрунтовий масив на будівельному майданчику має наступні напластування шарів:

- ІГЕ-1 – насипний ґрунт;
- ІГЕ-2а – супісок пластичний;
- ІГЕ-16 – пісок дрібний, щільний;
- ІГЕ-19 – суглинок м'якопластичний.

Посадка бурової палі на інженерно-геологічний представлена на рис.1.

У лабораторних умовах було визначено фізико-механічні властивості ґрунтів, які наведені у таблиці 1.

Табл. 1. Фізико-механічні властивості ґрунтів із звіту інженерно-геологічних вишукувань.  
Tab. 1. Physical and mechanical properties of soils from the report of engineering and geological surveys.

□□□ кН/м <sup>3</sup>	Коеф. Пуассона	Кут внутр. тертя, °	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	$\nu$	$\phi$	$c$	$E$
<b>ІГЕ - 1 (насипний ґрунт)</b>				
16.7	0.3	22	7	5
<b>ІГЕ - 2а (супісок пластичний)</b>				
19.6	0.35	24	16	11
<b>ІГЕ - 16 (пісок дрібний, щільний)</b>				
20.5	0.3	32	1	57
<b>ІГЕ - 19 (суглинок м'якопластичний)</b>				
20.0	0.38	27	59	29

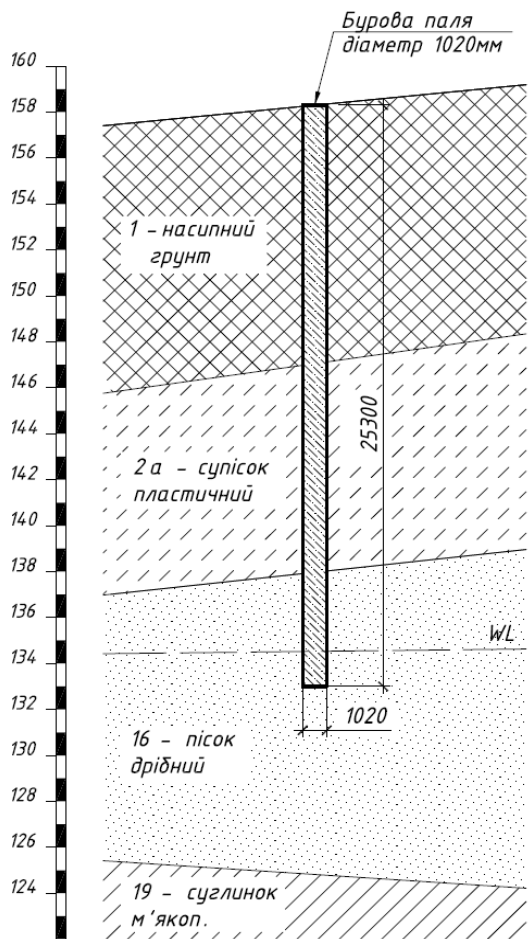


Рис.1. Посадка бурової палі на інженерно-геологічний розріз.

Fig.1. Engineering-geological section with the planting of a bored pile.

Також було проведено статичне зондування на глибину 39,0м комплектом апаратури «Icône and Icontrol» компанії А.Р. van Berg, що включає в себе зонд СРГ: вимірювалась сила опору ґрунту під конусом зонду ( $q_c$ ) та сила тертя ґрунту по боковій поверхні зонду ( $f_s$ ). Результати зондування наведено на рис.2.

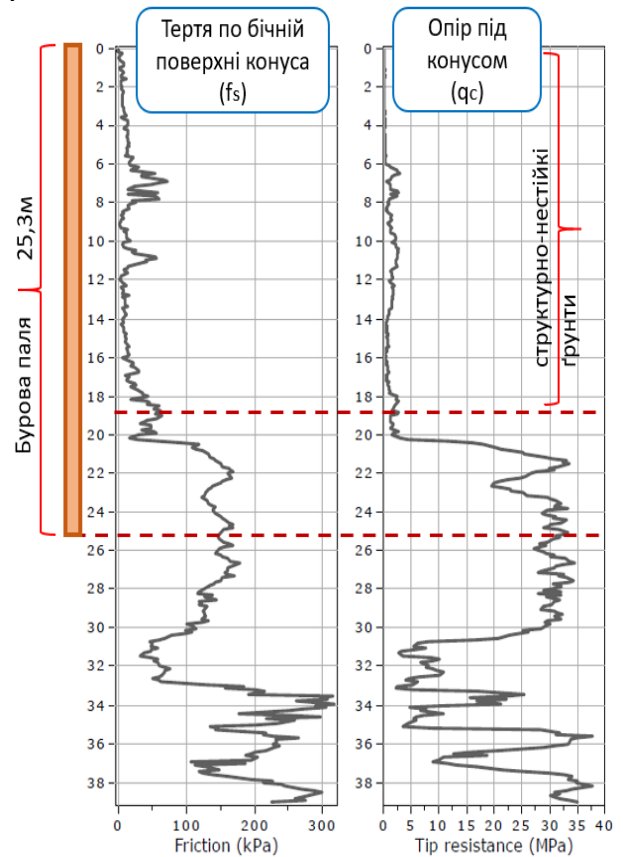


Рис.2. Результати статичного зондування.

Fig.2. Data of the static sensing.

Треба зазначити, що в верхній частині бурової палі на довжині 18м знаходяться структурно-нестійкі ґрунти – насипні ґрунти та супіски пластичні з низьким опором згідно даних статичного зондування(див. рис.2), через що несуча здатність палі по бічній поверхні в цій зоні є мінімальною.

Скінчено-елементна модель взаємодії бурової палі (діаметр 1,02м; довжина 25,3м) і оточуючого ґрунтового масиву представлена у вісесиметричній постановці. В якості скінченних елементів обрані 15-ти вузлові скінченні елементи. За вертикальним розрізом розрахункова модель має наступні габарити: ширина становить  $10d(10,2м)$ , а по висоті 35,5м з яких  $10d(10,2м)$  під п'ятою бурової палі. Загальна кількість скінченних

елементів – 449шт., вузлів – 3739шт. Розрахункова схема наведена нижче на рис. 4 [5]. Матеріал палі задано з модулем пружності  $E=30 \cdot (10^6)$ кПа, та коефіцієнтом Пуассона що становить  $\nu = 0,2$ . Бурова паля спірається своєю п'ятою у ІГЕ-16 (пісок дрібний).

У попередній статті [5], при числовому моделюванні була використана ідеально-пружно-пластична модель роботи ґрунту з умовою міцності Кулона-Мора. Дана модель шляхом ідентифікації параметрів дозволила наблизити криву навантаження палі до результатів випробування. А от криву розвантаження повторити моделюванням не вдалось. Через це було прийнято рішення змінити розрахункову модель на Hardening Soil Model (HSM), яка вже має такий додатковий параметр як модуль розвантаження.

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

- 1) Питома вага ( $\gamma$ ), кН/м<sup>3</sup>;
- 2) Модуль деформації при міцності ґрунту 50% ( $E_{50}^{ref}$ ), МПа;
- 3) Компресійний модуль деформації ( $E_{oed}^{ref}$ ), МПа;
- 4) Модуль деформації при розвантаженні ( $E_{ur}^{ref}$ ), МПа;
- 5) Показник ступеня залежності жорсткості від рівня навантаження (m);
- 6) Коефіцієнт Пуассона ( $\nu$ );
- 7) Питоме зчеплення (с), кПа;
- 8) Кут внутрішнього тертя ( $\phi$ ), градуси;
- 9) Кут дилатансії ( $\psi$ ), градуси (для піщаних ґрунтів).

При моделюванні ступені навантаження палі відповідають ступеням при статичному випробуванні. Випробування палі було доведено до граничного навантаження що становить 1504т.

Для початку розглянемо як саме впливають на відтворення експериментальних даних через числове моделювання такі параметри як модуль деформації при розвантаженні ( $E_{ur}^{ref}$ ) та кут дилатансії ( $\psi$ ). Для цього нижче наведено варіанти підбору параметрів ґрунтів 1, 2, та 3 (дивись табл. 2). Примітка: вплив модулів  $E_{50}^{ref}$  та  $E_{oed}^{ref}$  буде розглянуто далі у статті.

Табл. 2. Початковий етап ідентифікації параметрів ґрунтів.

Tab. 2. The initial stage of identifying soil parameters.

Варіант_1	Коеф.	ІГЕ			
		1	2а	16	19
$E_{50}^{ref}$ , МПа	1	5	11	57	29
$E_{oed}^{ref}$ , МПа	1	5	11	57	29
$E_{ur}^{ref}$ , МПа	2	10	22	114	58
с, кПа	1	7	16	1	59
$\phi$ , град.	1	22	24	32	27
$\psi$ , град.	6	-	-	6	-
Варіант_2	Коеф.	ІГЕ			
		1	2а	16	19
$E_{50}^{ref}$ , МПа	1	5	11	57	29
$E_{oed}^{ref}$ , МПа	1	5	11	57	29
$E_{ur}^{ref}$ , МПа	8	40	88	456	232
с, кПа	1	7	16	1	59
$\phi$ , град.	1	22	24	32	27
$\psi$ , град.	6	-	-	6	-
Варіант_3	Коеф.	ІГЕ			
		1	2а	16	19
$E_{50}^{ref}$ , МПа	1	5	11	57	29
$E_{oed}^{ref}$ , МПа	1	5	11	57	29
$E_{ur}^{ref}$ , МПа	2	10	22	114	58
с, кПа	1	7	16	1	59
$\phi$ , град.	1	22	24	32	27
$\psi$ , град.	11	-	-	11	-

На першому етапі розрахунків (варіант 1) було проведено числове моделювання взаємодії бурової палі з ґрунтовою основою з використанням прямих значень параметрів наданих у звіті з інженерно-геологічних вишукувань. Але враховуючи той факт, що у звіті був наданий один модуль (E), а для числового моделювання використовуючи модель Hardening Soil Model (HSM) необхідно вказати три модулі ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ), то на основі досвіду були прийняті наступні співвідношення:  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = E$ ;  $E_{ur}^{ref} = 2 \cdot E_{50}^{ref}$ . Початковий кут дилатансії був прийнятий рівним  $\psi = 6^0$ , бо при меншому значенні ґрунт руйнувався і задача не рахувалася. Показник ступеня залежності жорсткості від

рівня навантаження ( $m$ ) для вище вказаних шарів ґрунтів заданий наступний: 0,5 – ІГЕ-1 (насіпний ґрунт); 0,6 – ІГЕ-2а (супісок пластичний); 0,5 – ІГЕ-6 (пісок дрібний, щільний); 0,7 – ІГЕ-19 (суглинок м'якопластичний). Вище вказані параметри відображені у табл. 2, а результат розрахунку на рис. 3 (варіант 1).

Видно, що початкові параметри за варіантом 1 призводять до значної переоцінки осідання палі (рис. 3) в межах робочого

діапазону навантажень до 3,5 разів, а при максимальному граничному навантаженні до 4 разів більше осідання отримане за розрахунком (76,99мм) ніж фактично виміряне в умовах польового випробування палі статичним вдавлюючим навантаженням (19,5мм). Загальне підняття палі від повного завантаження до повного розвантаження становить 23,51мм.

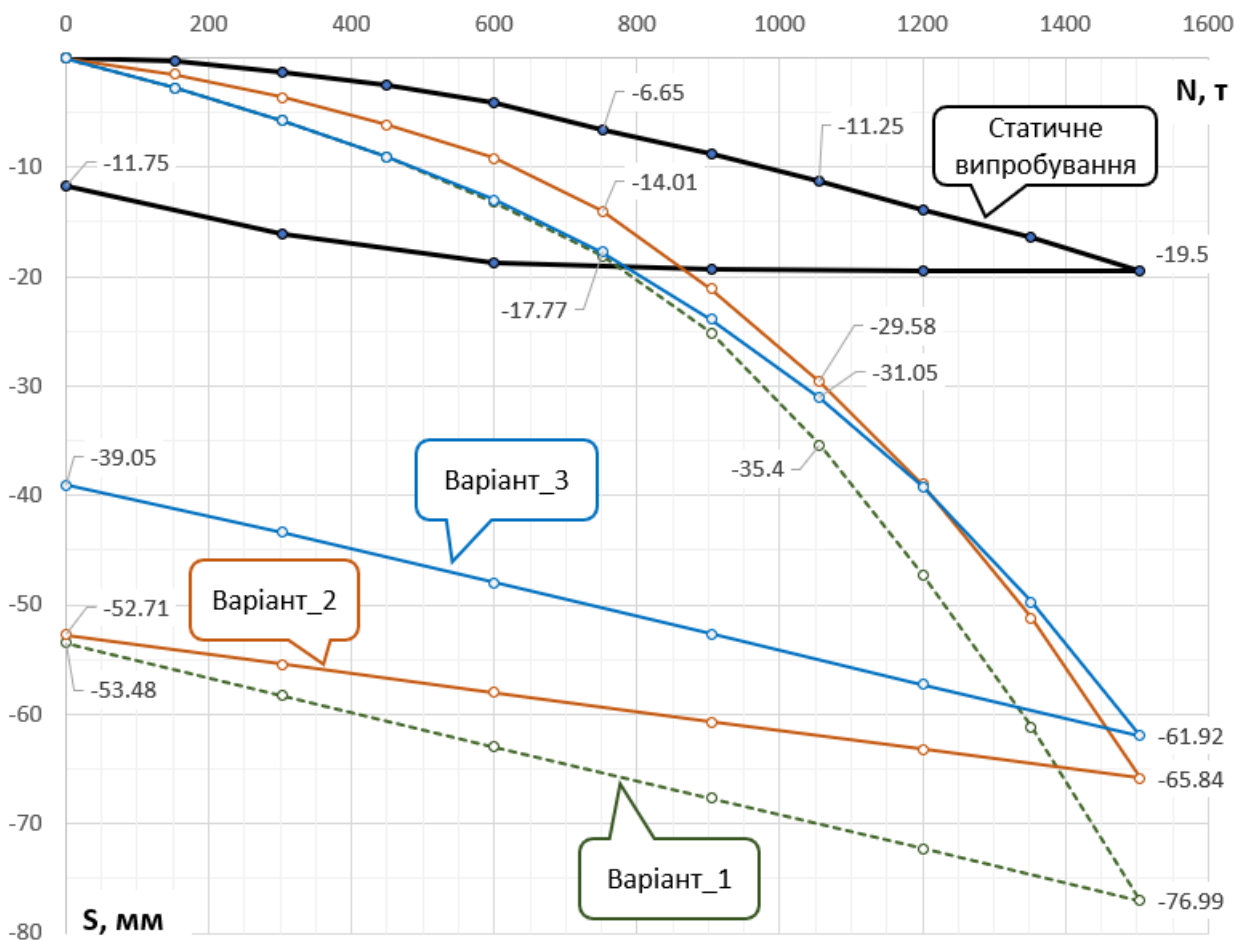


Рис.3. Співставлення графіків натурного випробування бурової палі та числового моделювання з розрахунковими параметрами ґрунтів при початковій ідентифікації. Відображення впливу модуля розвантаження та кута дилатансії.

Fig.3. Comparison of the graphs of the full-scale test of the bored pile and numerical modeling with the calculated soil parameters at the initial identification. Displaying the effect of the unloading module and dilatancy angle.

Варіант 2 підбору параметрів (див. табл. 2) відображає вплив модуля деформації при розвантаженні  $E_{ur}^{ref}$  на графік осідання від навантаження. За даним варіантом було прийнято що  $E_{ur}^{ref} = 8 \cdot E$ , бо при більших значеннях відбувалось руйнування ґрунту.

Видно з рис.3 що даний параметр зменшує осідання не тільки по кривій розвантаження, а і по кривій завантаження. По кривій завантаження осідання зменшилось на 15%, а по кривій розвантаження спочатку також 15% але при повному знятті навантаження тільки

на 2%. Загальне підняття палі від повного завантаження до повного розвантаження становить 13,13мм, що на 45% менше за вар.1 – це свідчить про те що крива розвантаження починає наблизитись до горизонталі.

Варіант 3 підбору параметрів (див. табл. 2) демонструє вплив кута дилатансії ( $\psi$ ) на криву осідання при моделюванні. З попередньої статті [5] було встановлено, що до ступені навантаження 752т графік має лінійну залежність, а після починає формуватися смуга локалізації зсувних напружень. Кут дилатансії був прийнятий рівним  $\psi = 11^0$  (за досвідом цей кут в межах 1/3 - 1/2 від кута внутрішнього тертя ( $\phi$ )). З огляду вар. 3 (рис. 3) видно, що кут дилатансії зменшує осідання починаючи з ділянки графіка де зникає пряма пропорційність між навантаженням і осіданням. Осідання при повному завантаженні у порівнянні з вар. 1 зменшилось на 20%, а от кут нахилу кривої розвантаження майже не змінився.

В даній роботі такі параметри як питома зчеплення ( $c$ ) та кут внутрішнього тертя ( $\phi$ ) не змінювались і лишились такими якими їх надали інженери-геологи. Ці параметри ( $c$ ,  $\phi$ ) зазвичай зменшують з метою збільшення значень осідання при відповідних ступенях навантаження, а в нашому випадку значення осідання необхідно було зменшувати і це можна досягти тільки використовуючи кут дилатансії піску ( $\psi$ ).

Показник ступеня залежності жорсткості від рівня навантаження ( $m$ ) для кожного із шарів ґрунтів при ідентифікації параметрів також залишився без змін.

Всього було проведено більше сотні постановок задачі взаємодії бурової палі з ґрунтовим масивом для наближення результатів числового моделювання до натурального випробування. Після чого шляхом аналізу отриманих результатів було відібрано три найбільш вдалі збіжності результатів моделювання та натурального випробування. Ці дані наведені нижче у таблиці 3.

Тепер проаналізуємо на коректність величину тих параметрів що задані у варіантах 4, 5 та 6. Примітка: у всіх цих варіантах крива навантаження після ступені 752т має

збіжність 5% з натурним випробуванням, а от крива розвантаження має суттєві відхилення.

Табл. 3. Варіанти ідентифікованих параметрів для моделі ґрунту Hardening Soil Model.  
Table 3. Variants of identified parameters for the Hardening Soil Model.

Варіант_4	Коеф.	ІГЕ			
		1	2а	16	19
$E_{50}^{ref}$ , Мпа	3	15	33	171	87
$E_{oed}^{ref}$ , Мпа	3	15	33	171	87
$E_{ur}^{ref}$ , Мпа	20	100	220	1140	580
$c$ , кПа	1	7	16	1	59
$\phi$ , град.	1	22	24	32	27
$\psi$ , град.	26	-	-	26	-
Варіант_5	Коеф.	ІГЕ			
		1	2а	16	19
$E_{50}^{ref}$ , Мпа	4	20	44	228	116
$E_{oed}^{ref}$ , Мпа	4	20	44	228	116
$E_{ur}^{ref}$ , Мпа	40	200	440	2280	1160
$c$ , кПа	1	7	16	1	59
$\phi$ , град.	1	22	24	32	27
$\psi$ , град.	11	-	-	11	-
Варіант_6	Коеф.	ІГЕ			
		1	2а	16	19
$E_{50}^{ref}$ , Мпа	4	20	44	228	116
$E_{oed}^{ref}$ , Мпа	4	20	44	228	116
$E_{ur}^{ref}$ , Мпа	20	100	220	1140	580
$c$ , кПа	1	7	16	1	59
$\phi$ , град.	1	22	24	32	27
$\psi$ , град.	15	-	-	15	-

Для початку розглянемо варіант моделювання 4 (дивись табл. 3). Для ідентифікації було прийнято, що модулі  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 3 \cdot E$ , а модуль розвантаження  $E_{ur}^{ref} = 20 \cdot E$ . Це значить що  $E_{ur}^{ref} / E_{50}^{ref} = 6,67$  що є завищеним бо за досвідом це співвідношення знаходиться в межах 2-5 разів. Кут дилатансії  $\psi=26^0$ , а це також забагато бо це значення повинно знаходитись в межах 1/3–1/2 від кута внутрішнього тертя ( $\phi$ ), тобто  $\psi = 11^0 \dots 16^0$ . Максимальне осідання становить 19,53мм. Загальне підняття палі від повного завантаження до повного розвантаження становить 10,77мм. Остаточне осідання палі після зняття навантаження 8,76мм.

Тепер розглянемо варіант моделювання 5 (дивись табл. 3). Для ідентифікації було прийнято, що модулі  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 4 \cdot E$ , а модуль розвантаження  $E_{ur}^{ref} = 40 \cdot E$ . Це значить що  $E_{ur}^{ref} / E_{50}^{ref} = 10$ , що є доволі завищеним значенням, а от кут дилатансії  $\psi=11^\circ$  знаходиться у вище вказаному діапазоні. Максимальне осідання становить 20,74мм. Загальне підняття палі від повного завантаження до повного розвантаження становить 10,07мм. Остаточне осідання палі після зняття навантаження 10,67мм.

Варіант моделювання 6 (дивись табл. 3). Для ідентифікації було прийнято, що модулі  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 4 \cdot E$ , а модуль розвантаження  $E_{ur}^{ref} = 20 \cdot E$ . Це значить що  $E_{ur}^{ref} / E_{50}^{ref} = 5$  що знаходиться в діапазоні 2...5,

і кут дилатансії  $\psi=15^\circ$ , що також знаходиться в межах  $11^\circ \dots 16^\circ$ . Максимальне осідання становить 19,62мм. Загальне підняття палі від повного завантаження до повного розвантаження становить 10,41мм. Остаточне осідання палі після зняття навантаження 9,21мм.

Таким чином у варіанті моделювання 6 (табл. 3) вказано остаточно прийняті ідентифіковані розрахункові параметри ґрунтів для відповідності результатів моделювання та статичного випробування палі на вертикальне вдавлююче навантаження ( $\gamma, \nu, \phi, c, m$  - без змін). Співставлення графіків натурального випробування бурової палі та числового моделювання з прийнятими розрахунковими параметрами ґрунтів із ідентифікацією представлено на Рис.4.

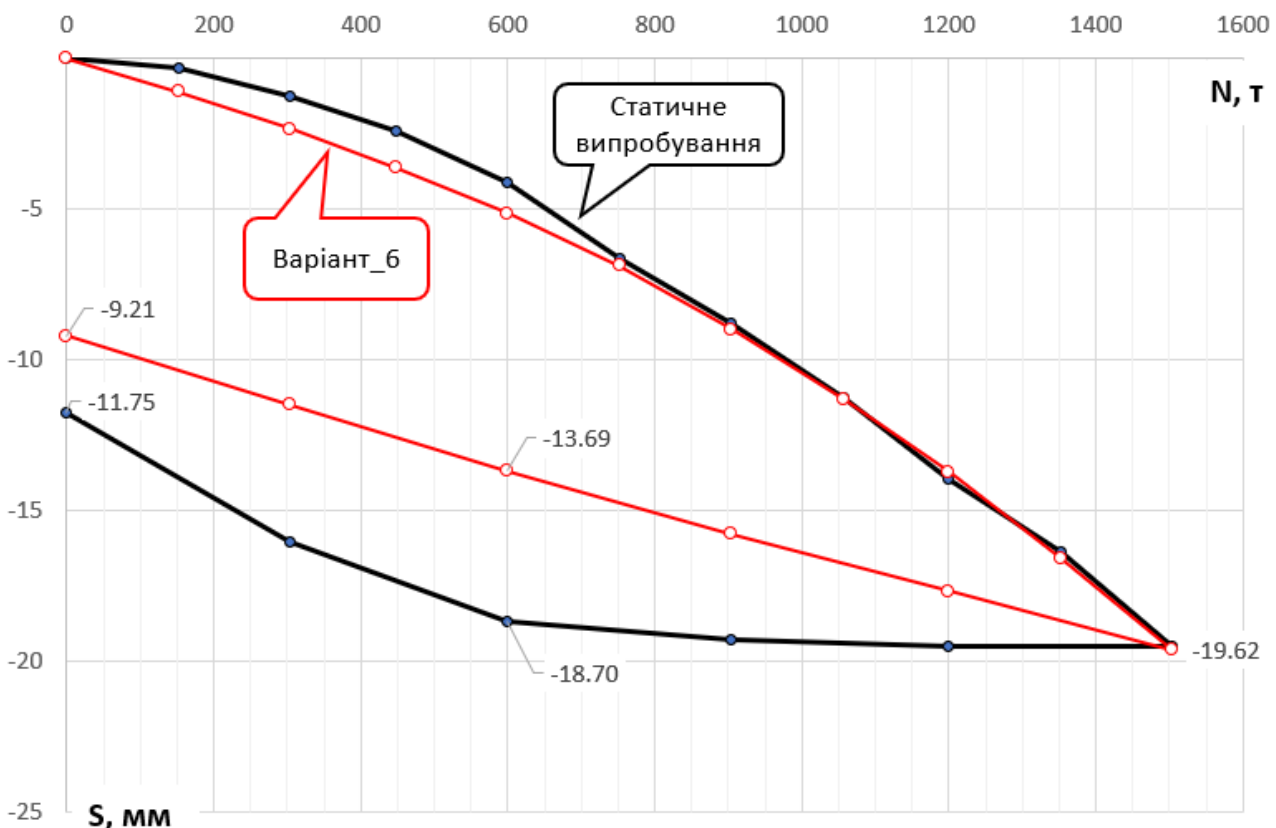


Рис.4. Співставлення графіків натурального випробування бурової палі та числового моделювання з прийнятими розрахунковими параметрами ґрунтів із ідентифікацією.

Fig.4. Comparison the graphs of full-scale test of a bored pile and numerical modeling with the accepted design parameters of soils with their identification.

Отже нами встановлено, що для збіжності в широкому діапазоні навантажень графіків польового випробування палі

статичним навантаженням та його відповідного числового моделювання в межах 5% (по кривій навантаження в зоні пластичних

деформацій) в даних ґрунтових необхідно прийняти, що  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 4 \cdot E$  та  $E_{ur}^{ref} = 20 \cdot E$  і при цьому врахувати кут дилатансії піщаного ґрунту в межах до 1/2 від значення кута внутрішнього тертя ( $\varphi$ ).

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

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

Виявлено, що підстановка у модель ґрунту Hardening Soil Model прямих значень параметрів ґрунтів наданих у звіті з інженерно-геологічних вишукувань при числовому моделюванні взаємодії елементів системи «основа – бурова палля» та при наявності структурно-нестійких ґрунтів може призвести до значного збільшення осідання її в межах робочого діапазону навантажень до 3,5 разів, а при максимальному навантаженні до 4 разів у порівнянні із фактичним осіданням палі при випробуванні. Тому для збіжності результатів моделювання та натурного випробування необхідно проводити ідентифікацію розрахункових параметрів ґрунтів що оточують палю.

Виявлено, що у даних ґрунтових умовах врахування співвідношення модулів  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 4 \cdot E$  у комбінації із модулем розвантаження  $E_{ur}^{ref} = 20 \cdot E$  (де  $E$  – це модуль із звіту з інженерно-геологічних вишукувань) призводить до задовільної кореляції даних числового моделювання та польового випробування в діапазоні навантажень до половини максимального навантаження на палю.

Встановлено, що на наступних етапах збільшення навантаження на бурову палю призводить до виникнення значних пластичних деформацій зсуву, а враховуючи що в даній роботі нижня частина палі знаходиться у піску то ведучим параметром є кут дилатансії ( $\psi$ ). Для кращої збіжності результатів кут дилатансії прийнятий рівним 1/2 від кута

внутрішнього тертя ( $\psi = 15^\circ$ ).

Показано, що вплив модуля  $E_{ur}^{ref}$  на графік розвантаження бурової палі суттєвого впливу не має. Помічено що збільшення модуля розвантаження ( $E_{ur}^{ref}$ ) зменшує осідання не тільки по кривій розвантаження палі, а і в межах кривої навантаження.

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

## ЛІТЕРАТУРА

1. Schanz, T. Formulation and verification of the Hardening Soil model / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. – Balkema, Rotterdam, 1999.
2. Бойко І.П. Методи випробувань ґрунтів за допомогою буроін'єкційної палі великого діаметру / І.П.Бойко, Ю.В.Карпенко, С.М.Новофастовський // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2004. – Вип. 28. – с. 11-16.
3. Katzenbach R. Costoptimized foundation systems of high rise structures, based on the results of actual geotechnical research / R.Katzenbach, H.Hoffmann, M.Vogler, Ch.Moormann // *Proc. International Conference Trends in Tall Building – Tendenzen im Hochhausbau*, Frankfurt am Main, 5-7.9.2001, с. 421-443.
4. Зоценко Л.М. Особливості влаштування буроін'єкційних паль у водонасичених піщаних ґрунтах / Л.М. Зоценко, В.П. Левченко, С.В. Біда, М.Ф. Передерій // *Зб. наук. праць (Галузеве машинобудування, будівництво)*. – Полтава: ПНТУ, 2009. – 76с.
5. Бойко І.П. Числове моделювання взаємодії бурової палі з врахуванням дилатансії ґрунту / І.П.Бойко, О.А.Кривенко, О.В.Гаврилюк // *Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С.9-16. DOI:10.32347/0475-1132.46.2023.9-16.

## REFERENCES

1. Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999). Formulation and verification of the Hardening

- Soil model. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema, Rotterdam.
- Boyko I.P., Karpenko Yu.V., Novofastovskyi S.M. (2004) Metody vyprobuvan gruntiv za dopomohoiu buroiniektsiinoi pali velykoho diametru [Methods of soil tests using large-diameter continuous flight auger piles] Osnovy i fundamente: *Mizhvidomchyi naukovy-tekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 28, 11-16 (in Ukrainian).
  - Katzenbach R., Hoffmann H., Vogler M., Moormann Ch. (2001). Costoptimized foundation systems of high rise structures, based on the results of actual geotechnical research. *Proc. International Conference Trends in Tall Building – Tendenzen im Hochhausbau*. Frankfurt am Main, 5-7.9.2001, c. 421-443.
  - Zotsenko, L.M., Levchenko, V.P. Bida, S.V., Perederii, M.F. (2009). Osoblivosti vlyashuvannya buroiniektsiynih pal u vodonasichenih pischanih gruntah [Features of the installation continuous flight auger piles in water-saturated sandy soils]. *Zb. nauk. prats (Galuzeve mashinobuduvannya, budivnitstvo)*. Poltava: PNTU, 76 (in Ukrainian).
  - Boyko, I.P., Krivenko, O.A., Gavryliuk, O.V. (2023). Chyslove modeliuvannya vzaiemodii burovoi pali z vrakhuvanniam dylatansii gruntu [Numerical simulation of interaction bored pile and soil mass with taking into account the dilatancy of the soil]. *Osnovu ta fundamente: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 46, 9-16. DOI:10.32347/0475-1132.46.2023.9-16. (in Ukrainian).

#### Features of interaction bored pile with the soil base in the presence of structurally unstable soils

Igor Boyko,  
Viktor Nosenko,  
Oleg Krivenko

**Summary.** During the construction of pile foundations, the pile testing process is necessary and mandatory. Therefore, there is a need for a correct assessment of the interaction elements of the "foundation-pile" system with the provision of a reliable and effective design solution.

If the soil parameters provided in the reports on engineering and geological searching are used without their prior refinement, this leads to a significant discrepancy in the results of numerical modeling of

the interaction of piles with the base and data from field tests. In this regard, there is a need to identify the design parameters of the adopted soil model in order to match the modeling results with the results of experimental studies in a wide range of loads.

The Hardening Soil Model was chosen to describe the interaction behavior of the elements of base-pile system in this study. The nature of the influence of the three modules identified in the above model was investigated: modulus deformation at 50% of the base strength ( $E_{50}^{ref}$ ); compressive strain module ( $E_{oed}^{ref}$ ); strain module at unloading ( $E_{ur}^{ref}$ ). The influence of the effect of dilatancy of the sand base was also analyzed.

At the initial stage of loading, the values of the  $E_{50}^{ref}$  and  $E_{oed}^{ref}$  modules make a significant contribution to its performance. With further increased loads in the soil, significant plastic shear deformations occur, and accordingly, the parameters of soil strength ( $c$ ,  $\varphi$ ) are the leading parameters. Due to the fact that the upper part of the bored pile is located in structurally unstable soils (bulk soil and plastic sandy loam), and the lower part of the pile is located within sandy soil for a significant part of its length, it is also important to take into account the effect of soil dilatancy ( $\psi$ ).

It was found that an increase in the unloading module ( $E_{ur}^{ref}$ ) reduces not only the settlement along the unloading curve, but also along the load curve.

The results of comparison of full-scale testing of a bored pile and its numerical modeling of interaction with structurally unstable and sandy soils are presented, and the design parameters of the soil environment model are identified in order to match the modeling results with experimental data at the corresponding specified loads.

The obtained convergence is within 5% in a wide range along the curve of the load on the bored pile.

**Key words.** Bored pile, pile test, identification of parameters, numerical modeling, unloading module, dilatancy angle.

***ДЛЯ НОТАТОК***

Наукове видання

# ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

**ВИПУСК 47**

Заснований 1968 року

**Статті публікуються в авторській редакції**

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

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

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

**Редакція науково-технічного збірника:**

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

Підписано до друку 29.12.2023. Формат 60x84<sup>1</sup>/<sub>8</sub>.  
Папір офсетний. Гарнітура Times New Roman.  
Ум. друк. арк. 0,00. Обл.-вид. арк. 0,00.  
Тираж 100 прим.

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

Scientific edition

# **BASES AND FOUNDATIONS**

Scientific and Technical Journal

**ISSUE 47**

Established in 1968

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

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

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

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

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

Signed for print 29.12.2023. Format 60x84<sup>1</sup>/<sub>8</sub>.  
Offset paper. Times New Roman headset.  
Conditional printed sheet 0,00. Accounting and publishing sheet 0,00.  
Circulation of 100 copies.

**«Publisher Lira-K»**  
Certificate No 3981, DC series.  
03115, Kyiv, str. V. Stus, 22/1  
phone / fax (044) 247-93-37; 228-81-12  
Website: [lira-k.com.ua](http://lira-k.com.ua), email editorial: [zv\\_lira@ukr.net](mailto:zv_lira@ukr.net)

