

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

УДК 624.1

Ручківський Віталій Валентинович

**ДИСЕРТАЦІЯ
ОСОБЛИВОСТІ ВЗАЄМОДІЇ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ
КОНСТРУКЦІЙ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ ПРИ ВЛАШТУВАННІ
ПІДЗЕМНИХ ПРИМІЩЕНЬ В ЩІЛЬНО ЗАБУДОВАНІЙ ТЕРИТОРІЇ**

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук.

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,
результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

_____ Ручківський Віталій Валентинович

Науковий керівник:
Бойко Ігор Петрович
доктор технічних наук, професор

Київ 2024

ЗМІСТ

ВСТУП	4
РОЗДІЛ 1. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ В ЩІЛЬНО ЗАБУДОВАНІЙ ТЕРИТОРІЇ.	4
1.1. Актуальні питання будівництва в щільно забудованій території.	10
1.2. Аналіз конструктивних рішень інженерних захисних конструкцій при влаштуванні котловану в умовах щільної міської забудови.	11
1.3. Методи розрахунку інженерних захисних конструкцій.	20
1.4. Заходи мінімізації впливу нового будівництва на оточуючу забудову.	26
1.5. Висновки до розділу 1.	31
РОЗДІЛ 2. ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ В ЩІЛЬНО ЗАБУДОВАНІЙ ТЕРИТОРІЇ.	32
2.2. Моделювання взаємодії палі підпірної стіни з ґрунтовою основою при горизонтальному навантаженні. Тестова задача.	53
2.3. Напружено-деформований стан системи «ґрунтова основа-інженерні захисні конструкції-фундаменти будинку». Контрольна задача.	57
2.4. Висновки до розділу 2.	60
РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПАРАМЕТРІВ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ЕФЕКТИВНІСТЬ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ В УМОВАХ ЩІЛЬНОЇ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ.	62
3.1. Напружено-деформований стан інженерних захисних конструкцій в залежності від їх параметрів.	62
3.2. Дослідження впливу відстані між інженерними захисними конструкціями та існуючою забудовою при формуванні напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив - інженерні захисні конструкції – існуюча будівля».	68

3.3. Вплив фундаментів будинку на напружено-деформований стан захисних конструкцій.	78
3.4. Висновки до розділу 3.	84
РОЗДІЛ 4. ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ПІДЗЕМНИХ ПРИМІЩЕНЬ В ЩІЛЬНО ЗАБУДОВАНІЙ ТЕРИТОРІЇ	86
4.1. Вплив параметрів захисних екранів на напружено-деформований стан фундаментів оточуючої забудови.	86
4.1.1. Обґрунтування оптимальної глибини закладання захисного екрану.	89
4.1.2. Вплив положення захисного екрану між огорожуючими конструкціями котловану та існуючою будівлею.	91
4.1.3. Оцінка впливу відстані між існуючим будинком та котлованом при застосуванні захисного екрану.	92
4.1.4. Вплив жорсткості екрану на додаткові осідання існуючої будівлі в зоні котловану нового будівництва.	94
4.2. Вплив послідовності влаштування паль на осідання оточуючої забудови.	95
4.3. Висновки до розділу 4.	97
РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ МЕТОДИКИ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ.	99
5.1. Інструментальні спостереження за додатковими деформаціями будівель історичної забудови в зоні впливу нового будівництва	99
5.2. Алгоритм визначення параметрів захисного екрану.	106
ВИСНОВКИ	108
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	110
Додаток А. Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи Ручківського В.В.	131

ВСТУП

Актуальність теми. У зв'язку з швидким розвитком великих міст, для будівництва обирають ділянки, які знаходяться в щільній забудові. Зведення в таких умовах висотних будівель з підземними приміщеннями викликає суттєву зміну напружено-деформованого стану ґрунтового масиву та конструкцій навколишніх будівель. У багатьох випадках існуючі будинки зазнають значних ушкоджень, спричинених нерівномірними осіданнями, що розвиваються при початку будівельних робіт нульового циклу і тривають на етапі експлуатації. Головним завданням постає захист сусідніх будівель від додаткових переміщень, спричинених будівельними роботами. Виникає необхідність розробки ефективних заходів, які б обмежували вплив нового будівництва, зокрема влаштування котловану та його огороження, на поряд розташовані існуючі будівлі. Одним із таких заходів є влаштування інженерних захисних конструкцій у вигляді відсічних екранів із залізобетонних паль малого діаметру, що розташовуються між огороженням котловану та існуючою будівлею.

У відповідності до діючих нормативних документів, при розрахунку інженерних захисних конструкцій рекомендується враховувати їх сумісну роботу з ґрунтом основи, беручи до уваги найбільш істотні чинники, що визначають напружено-деформований стан системи «ґрунтовий масив – інженерні захисні конструкції – існуючі фундаменти»: міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту та огорожуючої конструкції, послідовність і характер навантаження, умови на контакті ґрунту і споруди, вплив сусідніх будівель. На сьогодні, в українській практиці проектування інженерних захисних конструкцій часто використовуються методи визначення навантаження від ґрунту, які базуються на класичній теорії тиску з використанням аналітичних методів Кулона, Якобі, Блюма-Ломейра та інші. Однак дані методи не дають точної картини напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – інженерні захисні конструкції – існуючі фундаменти» при розрахунку об'єктів будівництва в складних інженерно-геологічних умовах та впливу їх зведення на існуючі споруди. Отримувані при цьому коефіцієнти стійкості є наближеними, а

конструктивні рішення не завжди ефективними. Тому, на сьогодні, у практику досліджень та проектування широко увійшло числове моделювання роботи захисних конструкцій із використанням програмних комплексів. В даний час розроблені і використовуються розрахункові комплекси українського (АСНД «VESNA», Ліра-САПР, SCAD Office, Мономах, PRIZ-Pile) і закордонного (Plaxis, Z-Soil, Midas GTS, ANSYS, WALL-3, ABAQUS, GEO5 і т.п.) виробництва.

В даних програмних комплексах використовуються математичні моделі різного ступеню деталізованості врахування особливостей ґрунтів. При розв'язанні геотехнічних задач однією з головних проблем залишається використання реальних фізико-механічних характеристик ґрунтів, а також прийняття відповідної для даних умов феноменологічної моделі, що коректно описувала б процеси нелінійного деформування ґрунтового середовища на різних етапах навантаження.

Розробка методів розрахунку взаємодії інженерних захисних конструкцій і ґрунтового масиву відображена в працях Сахарова О.С., Немчинова Ю.І., Бойка І.П., Білеуша А.І., Бугрова А.К., Яковлєва П.І..

Значний внесок у дослідження проблеми взаємодії ґрунтового масиву і захисних конструкцій здійснили: Винников Ю.Л., Дубровський М.П., Шаповал А.В., Katzenbach R., Burland J.B..

Питаннями експериментального дослідження напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив – інженерні захисні конструкції» займалися: Сахаров В.О., Бондарєва Л.О., Кірічек Ю.О., Харченко М.О., Лазебнік Г.Є., Turcek P., Boscardin M.D.

Числове моделювання взаємодії інженерних захисних конструкцій із ґрунтовым масивом відображене в працях: Носенка В.С., Маєвської І.В., Блащук Н.В., Sulovska M., Colleselli F., Sanzeni A..

На даний час не існує єдиної методики моделювання взаємодії захисних інженерних конструкцій з ґрунтовою основою в щільно забудованій території. Декларований в будівельних нормах принцип проектування за граничними

допустимими деформаціями може бути реалізований в повній мірі лише при використанні пружно-пластичних моделей ґрунту, в основі яких лежить теорія пластичної течії. Дані моделі дозволяють описувати напружено-деформований стан системи на всьому діапазоні зміни навантажень, аж до граничних значень. При використанні більш простих моделей для розв'язання комплексних геотехнічних задач можуть бути отримані наближені результати.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертація виконана у відповідності до наступних робіт, в яких здобувач брав участь на рівні виконавця:

- держбюджетної науково-дослідної роботи Міністерства освіти і науки України 5-ДБ-2017 «Розвиток дилатансійної теорії ґрунтового середовища для заглиблених споруд з урахуванням жорсткості, технології зведення, характеру навантажень» (наказ МОНУ №199 від 10.02.2017р., наказ КНУБА №16/4 від 15 лютого 2017 року, номер державної реєстрації 0117U004845).

- НДДКР «Вдосконалення методів розрахунку будівельних конструкцій і основ» №0121U113033 (наказ №243 від 03.06.2021р.

Мета і завдання дослідження. Мета роботи полягає у розробці методики розрахунку інженерних захисних конструкцій, що дозволяють зменшити вплив нового будівництва на існуючі споруди в умовах щільної забудови.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні задачі:

- проаналізувати існуючі конструктивні рішення і методи розрахунку інженерних захисних конструкцій котлованів в щільно забудованій території.

- встановити основні закономірності формування напружено-деформованого стану системи «ґрунтова основа – інженерні захисні конструкції - оточуюча забудова».

- оцінити вплив фундаментів будинків на напружено-деформований стан інженерних захисних конструкцій.

- дослідити вплив параметрів інженерних захисних конструкцій на ефективність їх застосування в умовах щільної забудови.

- розробити рекомендації по вибору конструктивних рішень інженерних захисних конструкцій для захисту існуючих будівель від додаткових переміщень, спричинених розробкою глибоких котлованів.

Об'єкт дослідження – інженерні захисні конструкції, у вигляді залізобетонних паль, що розташовуються між котлованом та сусідніми будівлями з метою мінімізації впливу нового будівництва на існуючу забудову.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан елементів системи «грунтова основа – інженерні захисні конструкції – оточуюча забудова» при різних параметрах інженерних захисних конструкцій.

Методи дослідження:

При проведенні досліджень були використані наступні методи дослідження:

- аналітичні розрахунки захисних конструкцій з використанням наближених інженерних методик;

- числове моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтовий масив – захисні інженерні конструкції – оточуюча забудова»;

- експериментальні дослідження фрагментів інженерних захисних конструкцій;

- інструментальні спостереження за деформаціями конструкцій будівель;

Наукова новизна одержаних результатів. Проведені дослідження дозволяють отримати нові наукові результати:

- вперше виявлено роль захисного екрану, що полягає в стабілізації напружено-деформованого стану ґрунтового масиву при проведенні робіт підземного простору та захисті основи сусідніх будівель при спорудженні надземної частини в умовах щільної забудови.

- розроблено методику розрахунку інженерних захисних конструкцій, що дозволяє керувати напружено-деформованим станом основи фундаментів існуючої будівлі шляхом зміни параметрів захисного екрану таких, як: глибина закладання, жорсткість конструкції екрану, положення між будівлею та огороженням котловану.

- запропонована методика дозволяє виявляти вплив влаштування конструкцій підпірних стін та котловану на основу сусідніх будівель і завчасно, ще на стадії проектування, передбачити інженерні заходи для збереження їх напружено-деформованого стану.

- виявлено ефект впливу влаштування огородження котловану, який полягає в залежності додаткових переміщень фундаментів сусідніх будівель від послідовності виконання паль огородження в межах захватки.

Практичне значення отриманих результатів:

- запропоновано методику вибору параметрів конструкцій захисного екрану при влаштуванні підземних приміщень в залежності від допустимих переміщень фундаментів сусідніх будівель;

- застосування запропонованої у роботі методики дозволяє виявити раціональні параметри огороджуючих конструкцій котловану із урахуванням захисного екрану;

- розроблено алгоритм проектування огороджуючих конструкцій котловану, при якому досягається ефект зменшення впливу нового будівництва на додаткові переміщення фундаментів існуючих будівель.

- результати досліджень використано при проектуванні огороджуючих конструкцій котловану в лабораторії числових методів в геотехніці КНУБА.

Особистий внесок здобувача полягає в аналізі та узагальненні літературних матеріалів за темою дисертації, формулюванні мети і задач дослідження, розробці методики підбору параметрів захисних екранів, обробці і аналізу одержаних результатів моделювання, підготовці і редакції висновків та впровадження розроблених рекомендацій у практику проектування інженерних захисних конструкцій при влаштуванні підземних приміщень в щільно забудованій території.

Особистий внесок здобувача в наукових працях:

Апробація результатів дисертації. Основні положення та результати дисертаційної роботи представлені та обговорені на наступних конференціях:

- Наукова конференція молодих вчених, аспірантів і студентів Київського національного університету будівництва і архітектури. Київ, 2015р.
- Дев'ята всеукраїнська науково-технічна конференція «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування: проблеми, інновації та імплементація Єврокодів в Україні» ПДАБА, Дніпро, 2016.
- International scientific-practical conferences of young scientists «Build-master-class», Kyiv National university of construction and architecture, Kyiv, 2015-2018.
- XI Konferencja naukowa «Konstrukcje zespolone», Uniwersytet Zielonogorski, Zielona Gora, Poland, 2017.
- Second international conference “Challenges in geotechnical engineering”, KNUCA, Kyiv, 2017.
- Third international conference “Challenges in geotechnical engineering”, Zielona Gora, 2019.
- Десята Всеукраїнська науково-технічна конференція з іноземною участю «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування», ПНТУ, Полтава, 2019.

РОЗДІЛ 1

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ В ЩІЛЬНО ЗАБУДОВАНІЙ ТЕРИТОРІЇ

1.1. Актуальні питання будівництва в щільно забудованій території

На сучасному етапі розвитку житлового будівництва України спостерігається зростання тенденцій до збільшення щільності забудови історично сформованих районів міст. При цьому виникають ряд нагальних інженерних проблем, які пов'язані зі збільшенням підземного простору будівель до позначок 10-15 м і більше та, як наслідок, зміни напружено-деформованого стану (НДС) сусідніх будівель. При будівництві в щільно забудованій території одним із головних завдань є захист оточуючої забудови від додаткових деформацій, спричинених будівельними роботами та створенням нового напруженого стану в ґрунтовому масиві. Спорудження підземних приміщень завжди супроводжується негативним впливом на сусідні будівлі. У багатьох випадках існуючі будівлі зазнають значних ушкоджень (тріщини в стінах і фундаментах, перекося конструкцій тощо), які спричинені нерівномірними осіданнями, що розвиваються при початку будівельних робіт нульового циклу і тривають на етапі експлуатації. В даних умовах набуває значної актуальності задача зменшення впливу нового будівництва на напружено-деформований стан основи фундаментів існуючих будівель.

Поява деформацій конструкцій існуючих споруд в умовах щільної забудови свідчить про недостатню обґрунтованість проектних рішень, здійснених інженерами. При оцінці напружено-деформованого стану системи «основа-фундамент-надземні конструкції» в щільній забудові необхідно враховувати не тільки фізико-механічні характеристики ґрунтів, гідрогеологічні умови будівельного майданчику, тип навантажень і конструктивне рішення фундаментів, але і послідовність виконання та технологію будівельних робіт, щільність забудови, стан існуючих будівель. При проектуванні будівель у межах щільної забудови важливим є прийняття обґрунтованого рішення інженерних

захисних конструкцій, що являють собою огорожуючі конструкції котлованів, в комбінації та без захисного екрану із паль маленького діаметру.

Вирішення даних проблем можливе лише при залученні розрахункових комплексів, в яких реалізовані моделі нелінійної роботи ґрунтового масиву і є можливість врахування усіх вищеназваних факторів на всіх етапах будівництва і експлуатації.

1.2. Аналіз конструктивних рішень інженерних захисних конструкцій при влаштуванні котловану в умовах щільної міської забудови.

Спорудження будівель із підземними приміщеннями в умовах щільної забудови виконуються із вертикальними укосами, які в свою чергу потребують утримуючої конструкції, що буде забезпечувати їх стійкість. В якості цих конструкцій можуть виступати різного роду підпірні стіни, стіни підземних приміщень тощо. При влаштуванні огороження котловану у більшості випадків виникає вплив на оточуючу забудову. Для мінімізації цього впливу найбільш раціонально використовувати інженерні захисні конструкції у вигляді відсічного екрану із паль маленького діаметру.

Геометричні розміри підпірної стіни, її конструкція визначаються виходячи з даних інженерно-геологічних вишукувань та архітектурно-планувальних рішень підземних приміщень. У більшості випадків у якості огорожуючих конструкцій при влаштуванні підземних приміщень використовують гнучкі підпірні стіни. Вони призначені для утримання ґрунтових масивів від зсувів. При незв'язних основах підпірні стіни слугують засобом надання ґрунту стійкого нахилу до горизонту, який перевищує кут природнього укосу. Підпірні стінки є необхідним елементом влаштування всіх видів вертикального планування зі ступінчастими перепадами.

Підпірні стіни за конструктивним рішенням і роботою в ґрунті поділяються на наступні типи:

- масивні (гравітаційні), що сприймають зовнішні зусилля та забезпечують стійкість на зрушення і перекидання при дії горизонтального тиску ґрунту

власною вагою і вагою засипки ґрунту, розташованого над нижньою опорною плитою (рис.1.1а);

- токостинні кутникові, що сприймають зовнішні зусилля та забезпечують стійкість на зрушення і перекидання власною вагою і вагою ґрунту, що залучається конструкцією стіни у роботу, масою засипки ґрунту над розвантажувальними площадками і нижньою опорною плитою (рис.1.1б);

- стіни в ґрунті – постійні, утримуючі конструкції кінцевої жорсткості. Зовнішні зусилля та стійкість на зрушення і перекидання забезпечують за рахунок роботи затисненої в основі нижньої вертикальної частини (рис. 1.1в);

- стіни підземних і заглиблених споруд, що сприймають зовнішні зусилля та забезпечують стійкість на зрушення і перекидання при дії горизонтального тиску ґрунту утримуючою силою від власної ваги стін і конструкцій верхньої частини будівлі.

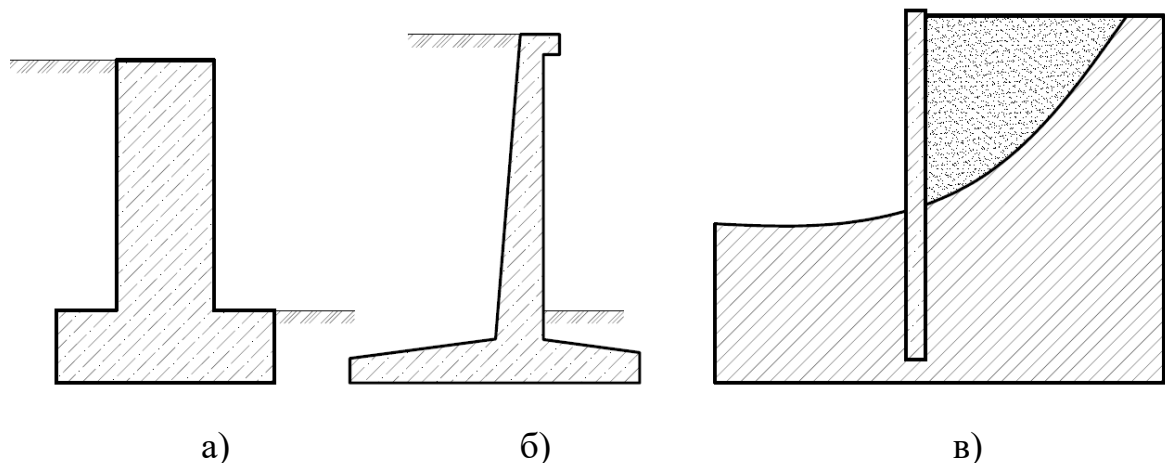


Рис.1.1. Конструкції підпірних стін

Основні функції, які повинні виконувати огороження котловану:

- сприймати бічний тиск;
- виконувати роль протифільтраційної завіси;
- сприймати гідростатичний тиск підземних вод, мінімізувати вплив котловану на оточуючу забудову.

На сьогодні найбільш поширеними конструкціями для закріплення вертикальних відкосів глибоких котлованів є:

- металевий шпунт;
- пальове огороження;

- «стіна в ґрунті»;

Достатньо розповсюдженим є кріплення бортів котлованів за допомогою окремо розміщуваних паль, які влаштовуються по контуру (рис.1.2). Зазвичай в якості паль використовують труби чи балки, які занурюють в заздалегідь пробурені лідерні свердловини чи задавлюють. Між сталевими елементами влаштовується забірка із дерев'яних дошок, які виступають перешкодою осипанню ґрунту в котлован. Даний тип огорожувальної конструкції є тимчасовим, водонепроникним, володіє значною деформативністю і меншою міцністю у порівнянні із схожими типами огороження, що значно знижує область його використання. Як правило його застосовують у котлованах глибиною до 10м зі структурно-стійкими ґрунтами.

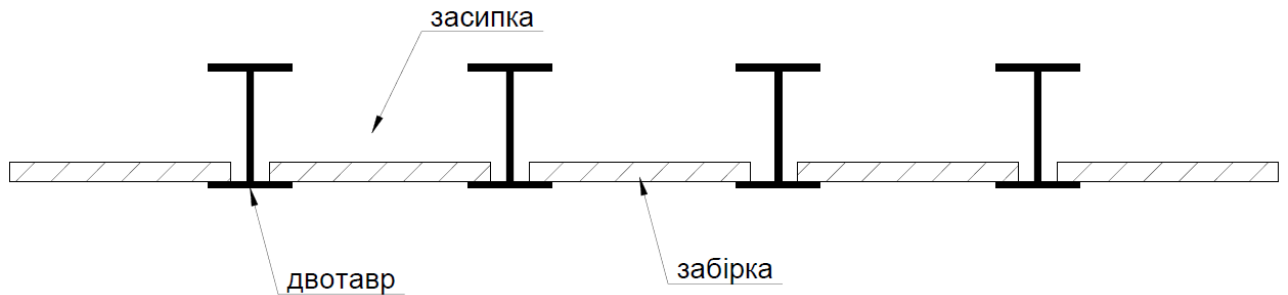


Рис.1.2. Огороження котловану зі сталевих елементів із забіркою

Для огороження котлованів із високим рівнем ґрунтових вод часто використовують шпунтові захисні конструкції (рис.1.3). Вони здатні сприймати не тільки тиск ґрунту, але і гідростатичний тиск, таким чином, виконуючи роль протифільтраційної завіси. Шпунтові елементи стін являють собою сталеві U-, Z- подібного перерізу чи плоскі, оснащені замковими захватами по краям, які дозволяють фіксувати один елемент відносно іншого у вертикальному положенні. Шпунт в ґрунт встановлюється шляхом вібровдавлювання. Такі конструкції огороження є жорсткими і володіють більшою міцністю в порівнянні з конструкціями із забіркою. Але даний тип огороження має обмеження, пов'язані із неможливістю його встановлення в гравелистих, скельних чи напівскельних ґрунтах.



Рис.1.3. Шпунтова конструкція огороження котловану

На сьогоднішній день найчастіше у якості захисних огорожуючих конструкцій, при влаштуванні підземних приміщень, використовують палі великих діаметрів, що можуть виконуватись на глибину до 35м, діаметром до 1.2м (рис.1.4).

Найбільш поширеними типами палей, що застосовують у якості огороження котловану є буронабивні та буроін'єкційні палі. Буронабивні палі виготовляють шляхом буріння свердловини із подальшим її армуванням і заливкою бетоном. Натомість суть методу виготовлення буроін'єкційних палей полягає в тому, що за допомогою бурової установки відбувається вибурування ґрунту до проектної відмітки із одночасним бетонуванням стовбура палі та подальшим його армуванням.



Рис. 1.4. Огороження котловану із буронабивних палей

Недоліками даних конструкцій є їх недостатня гідроізоляція у порівнянні із «стіною в ґрунті», а також обмеженість застосування в структурно-нестійких ґрунтах.

Одним із економічно доцільних типів тимчасового огородження котловану, що запобігає перевитратам бентонітового розчину, в умовах щільної забудови є бурові палі. Така конструкція мінімально впливає на оточуючу забудову і дозволяє виконати котлован мінімально непроникним для ґрунтових вод. Якщо рівень підземних вод знаходиться нижче дна котловану, чи є можливість виконання водопониження, застосовують підпірні конструкції із окремо стоячих чи дотичних бурових палей, розташованих з певним кроком (рис.1.5). Основною складністю при виготовленні таких палей є забезпечення стійкості стінок під час заповнення їх бетоном.

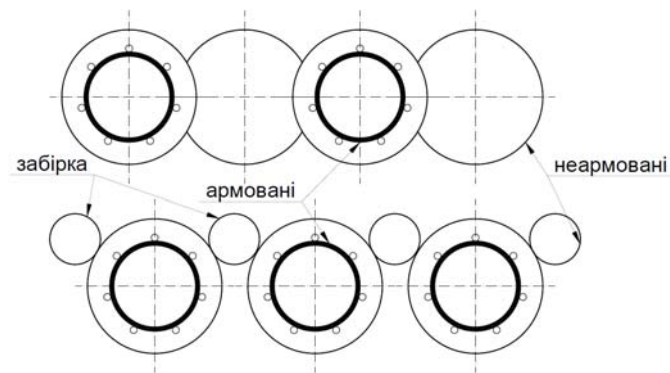


Рис.1.5. Огородження котловану із бурових палей

Для підвищення стійкості відкосів котлованів застосовуються огороження котлованів у поєднанні із ґрунтовими анкерами, що дозволяє виконувати розробку котловану по всьому периметру та дає змогу уникнути розпірних поясів, значно спростити та прискорити будівельні роботи.

Ґрунтові анкери виконуються шляхом заповнення попередньо пробурених свердловин дрібнозернистим бетоном. Натягування анкерів виконується за допомогою гідравлічного домкрату після набору міцності бетону не менше 100% від проектної. За конструкцією анкерної тяги розрізняють стержневі та канатні. Стержневі являють собою металевий арматурний стержень, на відміну від канатних, що складається із набору кручених канатів. Канатний ґрунтовий анкер є найбільш універсальним, так як дозволяє під час будівництва змінювати

параметри канату шляхом зміни кількості витків та їх діаметру і водночас має значну несучу здатність.

Також поширення набуває струменева технологія «jet grouting». Суть даної технології заключається в перемішуванні ґрунту високонапірним струменем цементного розчину, який виходить під високим тиском. Для влаштування паль із ґрунтобетону в лідерні свердловини занурюють гідромонітор, який під тиском 50МПа здійснює розмив ґрунту в свердловині і одночасно подає цементний розчин. В результаті в ґрунтовому масиві формуються палі діаметром 0.6-1.5м із нового матеріалу – ґрунтобетону із досить високими несучими і протифільтраційними характеристиками. Дана технологія володіє багатьма перевагами, а саме: висока продуктивність, простота та економічність, можливість виконання у поблизу існуючої забудови, у складних інженерно-геологічних умовах, ефективність використання як при реконструкції, так і при будівництві нових об'єктів.

Найбільш універсальним типом огороження котловану при влаштуванні підземних приміщень є конструкція, яка влаштовується способом «стіна в ґрунті». Вона одночасно здатна сприймати великий бічний тиск та виконувати роль протифільтраційної завіси, разом з цим мінімізуючи вплив розробки котловану на сусідні будівлі.

Сутність технології «стіна в ґрунті» полягає в тому, що в ґрунті влаштовують виїмки і траншеї різної конфігурації в плані, в яких зводять огорожувальні конструкції підземної споруди з монолітного або збірного залізобетону, потім під захистом цих конструкцій розробляють внутрішнє ґрунтове ядро, влаштовують днище і споруджують внутрішні конструкції. В водонасичених нестійких ґрунтах, необхідне закріплення стінок траншей від обвалення ґрунту в процесі його розробки та при укладанні бетонної суміші. При цьому способом в процесі роботи землерийних машин стійкість стінок виїмок і траншей досягають заповненням їх глинистими розчинами (суспензіями), що володіють тиксотропними властивостями. Сутність дії глинистого розчину полягає в тому, що створюється гідростатичний тиск на стінки траншеї, що перешкоджає їх

обваленню, крім цього на стінках утворюється практично водонепроникна плівка з глини товщиною 2 ... 5 мм. Схему влаштування «стіни в ґрунті» наведено на рис.1.6; 1.7.

Конструкція «стіна в ґрунті» є найбільш універсальною в наш час для влаштування огороження котловану і захисту від підземних вод. Сучасне обладнання дозволяє влаштовувати траншеї глибиною до 70 м і шириною від 400 до 1200мм. Не дивлячись на свою універсальність, використання «стіни в ґрунті» в щільній забудованій території має ряд недоліків, пов'язаних із можливістю витікання бетонітового розчину в порожнини в техногенних відкладах і макропористих ґрунтах, а також при близькому розташуванні інженерних комунікацій є небезпека проникнення в них глинистої суспензії.

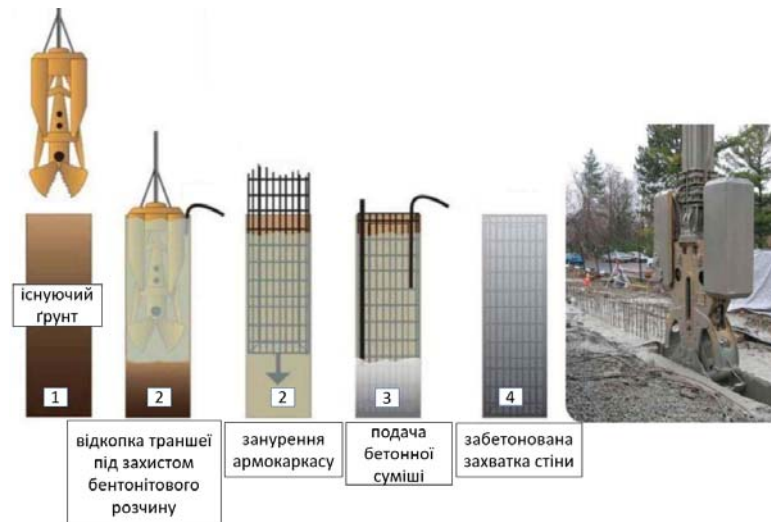


Рис. 1.6. Схема влаштування «стіни в ґрунті»

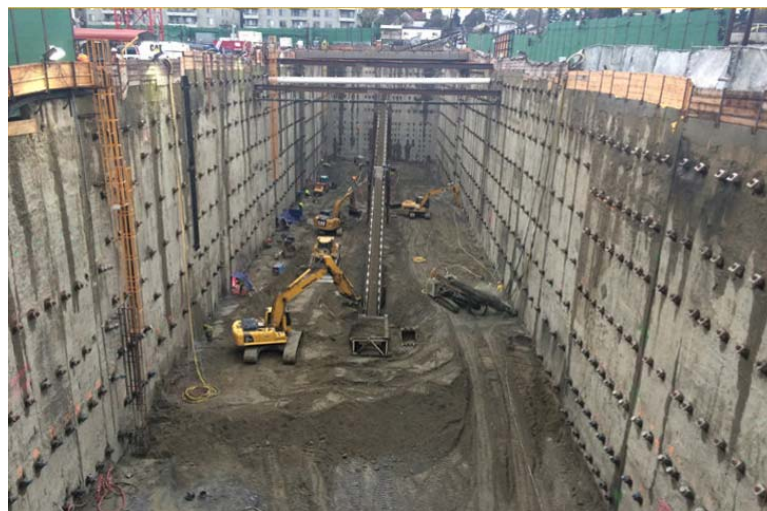


Рис. 1.7. «Стіна в ґрунті» в якості огороження котловану і частини фундаменту

На даний момент, у світовій будівельній практиці широкого розповсюдження набула передова технологія підземної проходки top-down (рис.1.8.), суть якої полягає в тому, що «стіна в ґрунті» стримує тиск води і підземні поверхи нарастають не «знизу вгору» із дна котловану, а навпаки, від поверхні «згори-вниз». Моніторинг рівня ґрунтових вод на об'єктах, зведених за даною технологією показує, що їх рівень залишався незмінним і в котловані було сухо. Top-down – це заглиблювана споруда, жорстка по периметру залізобетонна конструкція, яка дозволяє звести до мінімуму осідання ґрунту, що гарантує збереження всіх будівель і споруд, які знаходяться у безпосередній близькості від місця ведення робіт, а також є можливість використання «стіни в ґрунті» в якості як огорожувальної, так несучої конструкції.

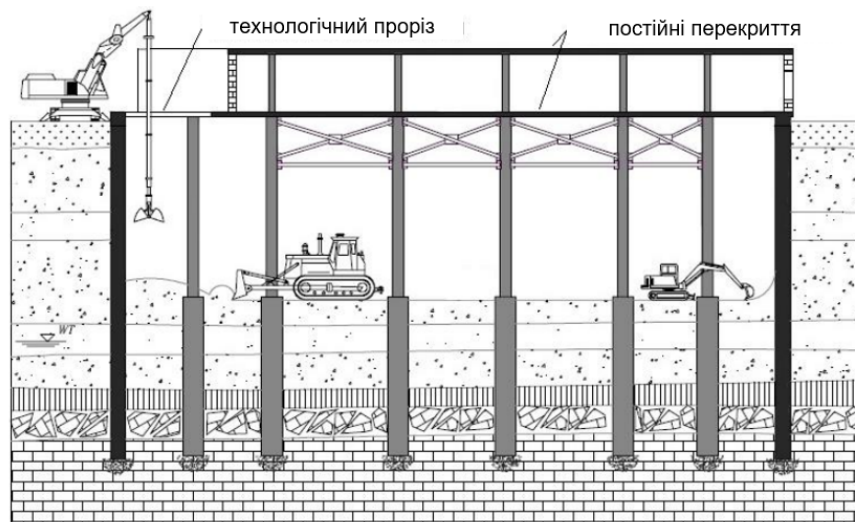


Рис. 1.8. Влаштування підземної частини будівлі за технологією «top-down»

У зв'язку із розвитком сучасних будівельних технологій перед інженером постає широкий спектр способів влаштування огорожуючих конструкцій котловану. Кожен із цих способів має свою область використання, зважаючи на власні переваги та недоліки. Техніко-економічне порівняння варіантів огорожень котловану наведено в табл.1.

Технічні можливості для збільшення глибини проєктованих котлованів і збільшення кількості підземних поверхів на сьогодні, безумовно, є. Однак ці показники стримуються такими факторами як: економічна доцільність, вплив на оточуючу забудову, комфортність перебування в підземних приміщеннях, гідрогеологічні умови, тощо.

Табл. 1.1. Техніко-економічне порівняння варіантів огороження котловану

Тип огороження котловану	Міцність і жорсткість	Водонепроникність	Шум і вібрація	Вплив на оточуючу забудову	Економічна доцільність
Сталеві елементи із забіркою					
Шпунтове огороження (типу шпунт Ларсена)					
«Стіна в ґрунті»					
Пальове огороження					
Огороження за струменевою технологією					

 задовільно  добре  відмінно

Зважаючи на велику кількість технологій та конструктивних рішень, що використовуються при спорудженні будівель із підземними приміщеннями у межах щільної забудови, важливим є вибір того чи іншого методу розрахунку. Кожен метод володіє своїми перевагами та недоліками, на які необхідно зважати та мати розуміння, в яких випадках його можна використовувати. В залежності від цього можна говорити про обґрунтованість кінцевого конструктивного рішення.

1.3. Методи розрахунку інженерних захисних конструкцій.

Аналітичні методи. Першим етапом розрахунку є побудова епюр активного та пасивного тисків. Зовнішнім навантаженням на підпірні стіни є розпірний (активний) тиск ґрунту. Вплив вантажів, зосереджених на поверхні засипки, а також динамічні та вібраційні дії передаються конструкціям через ґрунтовий масив. Стійкість стінок проти випору забезпечується відпірним (пасивним) тиском ґрунту на ділянку, яка заглиблена в основу. Напружений стан захисних конструкцій залежить від величини заглиблення стінок в основу, їх гнучкості, ступеню податливості анкерних опор і фізико-механічних характеристик ґрунтів засипки та основи. Від правильності визначення активного і пасивного тисків ґрунту залежить їх надійність та економічна доцільність.

Згідно нормативних документів для розрахунку стійкості пропонується визначення тиску ґрунту на огорожувальні конструкції. При цьому, виходячи з умов граничної рівноваги, слід враховувати три основні випадки тиску: в активному і пасивному станах, а також стані спокою. Для реалізації активного тиску потрібне відносне переміщення стіни від ґрунту (в бік котловану) y/h , що приблизно дорівнює 0.002. Для досягнення пасивного тиску потрібне відносне переміщення стіни на ґрунт (від котловану) y/h , що приблизно дорівнює 0.01 (рис.1.9).

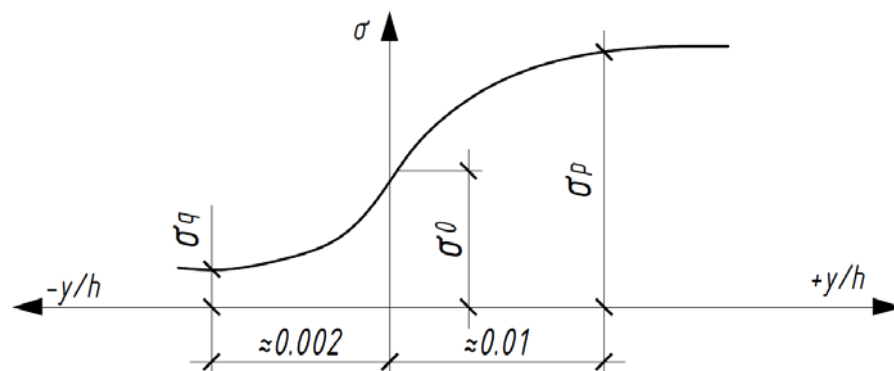


Рис. 1.9. Зміни тиску ґрунту на стіну при її різних зміщеннях

При наявності споруд, що розташовані в межах зон зрушення, розрахунок виконується для стану спокою. Якщо обмеження по осіданню і переміщенню навколишніх споруд відсутні, то розрахунок виконується на активний тиск.

Розрахунок стійкості положення стіни проти зрушення виконують виходячи з умови: $F_{sd} \leq \gamma_c \cdot F_{ud}/\gamma_n$ (1.1)

де F_{sd} – зрушувальна сила, що дорівнює сумі проекції всіх зрушувальних сил на горизонтальну площину;

F_{ud} – утримуюча сила, що дорівнює сумі проекцій всіх утримуючих сил на горизонтальну площину;

γ_c – коефіцієнт умов роботи ґрунту основи.

Зрушувальну силу F_{sd} визначають за формулою: $F_{sd} = E_h + E_{qh}$, (1.2)

де E_h - зрушувальна сила – горизонтальна складова напору (активного чи у стані спокою) від власної ваги ґрунту.

E_{qh} - зрушувальна сила від навантаження на поверхні призми зрушення.

У зв'язку з тим, що контактний тиск ґрунту на гнучкі стінки є функцією їх прогину, побудова епюр тиску є досить складним завданням навіть для однорідного ґрунту. При прогинах стінки під дією навантаження розпирний тиск перерозподіляється по її висоті (рис. 1.10), зменшуючись в прольотній частині, де стінка прогинається від ґрунту і концентрується в зоні заанкереної опори і нижче рівня дна. В результаті згинальний момент в прольотній частині зменшується, а анкерне зусилля збільшується.

Визначення активного тиску ґрунту. Інтенсивність активного тиску в будь-якій точці на відстані u від поверхні засипки визначається за формулою:

$$a = (q + pu)\lambda_a \quad (1.3)$$

де p – об'ємна вага ґрунту, λ_a – коефіцієнт активного тиску, q – інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження на поверхні засипки.

Величина λ_a при горизонтальній поверхні засипки, вертикальній стінці і куту тертя ґрунту об стінку $\vartheta = 0$, визначається за формулою:

$$\lambda_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - [2c/(q + pu)]tg \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.4)$$

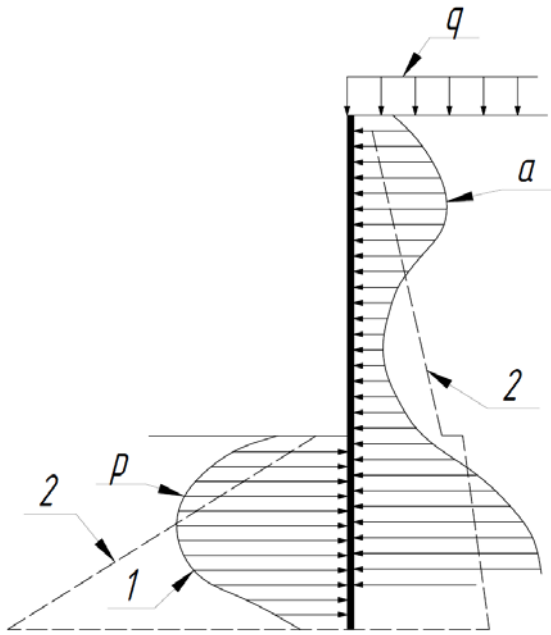


Рис. 1.10. Тиск ґрунту на підпірну стіну

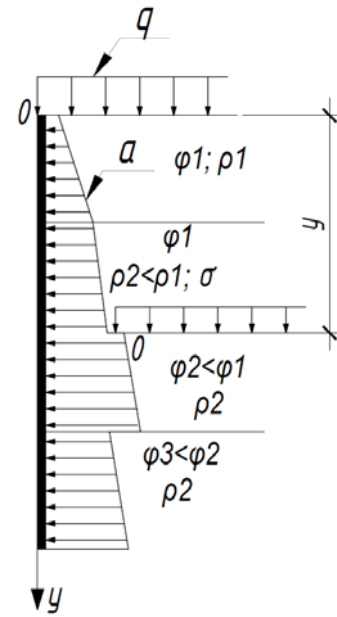


Рис. 1.11. Епюра активного тиску при нашаруванні різних ґрунтів

Визначення пасивного тиску. Ординати епюри пасивного тиску ґрунту на стінку визначаються за співвідношенням

$$p = \rho y \lambda_p \quad (1.5)$$

де λ_p – коефіцієнт пасивного тиску. Величина λ_a суттєво залежить від тертя ґрунту об стінку. Його врахування по залежностях, які витікають із теорії Кулона, дає при $\varphi > 15 \div 20^\circ$ істотну погрішність в сторону збільшення тиску p . В той же час класичний кулонівський вираз для коефіцієнта активного тиску на гладку стіну $\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \left(\frac{2c}{\rho y} \right) \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ дає результати відмінні від тих, що спостерігаються в натурі.

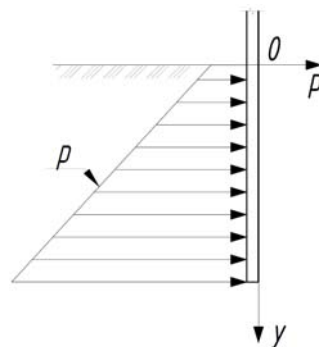


Рис. 1.12. Епюра пасивного тиску на стінку.

В розрахунковому відношенні безанкерна гнучка підпірна стінка являє собою статично визначувану балку, яка має опору в основі і знаходиться в статичній рівновазі за рахунок врівноваженості активного і пасивного тисків ґрунту. Задача розрахунку полягає в визначенні глибини і товщини стінки, які будуть забезпечувати її стійкість і міцність.

Серед найбільш популярних аналітичних методів розрахунку залишається метод Блюма-Ломейра (спосіб «пружної лінії») (рис.1.14), який показує результати, що цілком збіжні із натурними. Під дією розпірного навантаження a стінка згинається і повертається відносно точки O , яка знаходиться достатньо близько до її нижнього кінця. В результаті в заглибленій в основу ділянці стінки, вище та нижче цієї точки, виникає реактивний тиск, направлений назустріч напрямку зміщень.

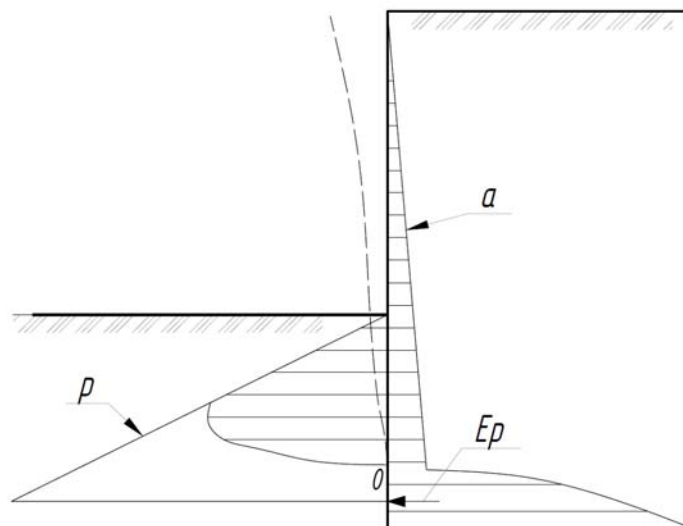


Рис. 1.13. Схема роботи безанкерної підпірної стінки

Припускається, що інтенсивність опору ґрунту всюди досягає величини пасивного тиску і наростає з глибиною по лінійному закону. Ще за одним припущенням зворотній реактивний тиск на ділянку стінки нижче точки O приймається у вигляді зосередженої сили E'_p . Заміна криволінійної епюри реактивного тиску прямолінійною кулонівською епюрою не призводить до значних неточностей. Прийняті припущення дають змогу привести схему до статично визначуваної балки з опорою в ґрунті основи. Розрахунок може бути виконаний, як аналітичним, так і графоаналітичним методами.

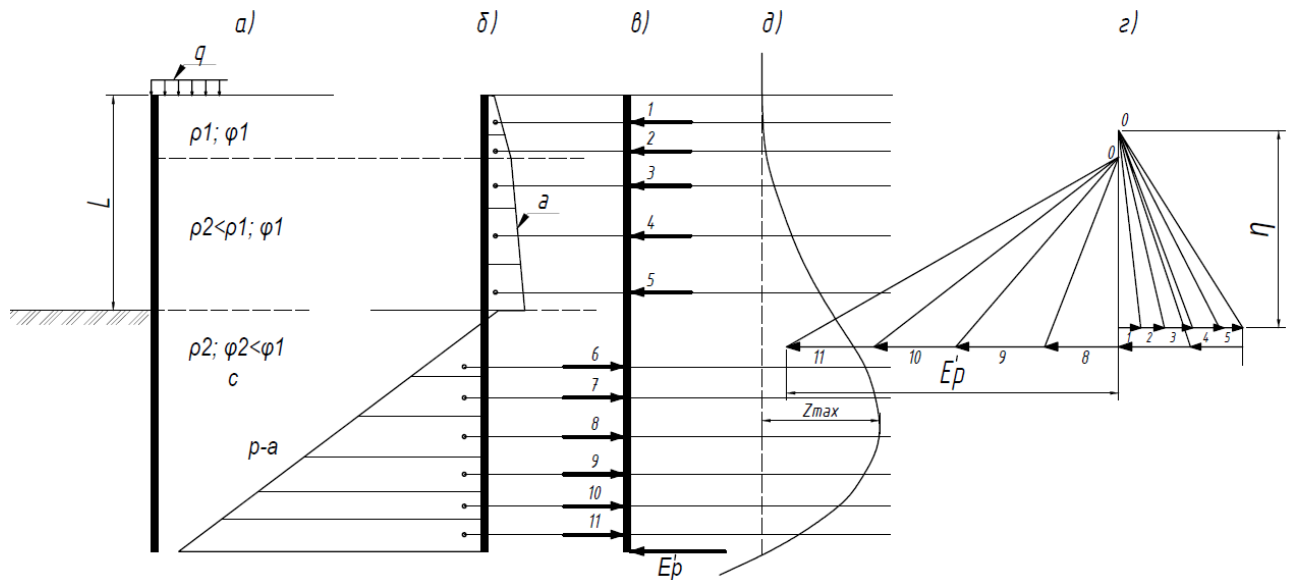


Рис. 1.14. Графоаналітичний розрахунок безанкерної стінки: а) розрахункова схема; б) епюри активного та пасивного тисків; в) зосереджені сили; г) силівий багатокутник; д) мотузковий багатокутник;

Аналітичні методи розрахунку, засновані на емпіричних формулах та пружній роботі ґрунту призводять до неналежного відображення взаємодії інженерної захисної конструкції і ґрунтової основи. За їх допомогою важко описати складні процеси, що відбуваються в ґрунтовому масиві при влаштуванні захисних конструкцій і подальшому відкопуванні котловану. Також, особливо, труднощі розрахунку виникають при влаштуванні підземних приміщень в щільно забудованій території. Отже, аналітичні методи розрахунку огорожуючих конструкцій в щільно забудованій території можна використовувати для наближеної оцінки, а напружено-деформований стан системи «ґрунтова основа – інженерні захисні конструкції» повинен піддаватись більш детальному аналізу.

Числові методи розрахунку. Значна кількість факторів, які впливають на напружено-деформований стан системи «ґрунтовий масив - огорожуючі конструкції» змушують інженерів використовувати при розрахунках числове моделювання. Область застосування аналітичних методів в складних інженерно-геологічних умовах, при щільній забудові, обмежена. Актуальним залишається питання обрання коректної розрахункової схеми, моделі та характеристик ґрунтового масиву.

До числових методів розрахунку можна віднести метод скінченних елементів, метод граничних елементів та метод дискретних елементів. Інтенсивний розвиток числових методів став можливим завдяки розвитку і доступності обчислювальної техніки. Застосування цих методів суттєво розширює клас геотехнічних задач.

Найбільш поширеного застосування в геотехніці набув метод скінченних елементів. Суть даного методу заключається в тому, що шукану неперервну величину (наприклад переміщення точок деформованого тіла), апроксимують коротким набором найпростіших функцій, заданих над обмеженими підобластями (елементами). За допомогою цієї процедури інтегрування диференціальних рівнянь аналітичної постановки задачі зводиться до вирішення системи лінійних рівнянь. Кількісні значення невідомої величини знаходяться в обмеженому числі точок (вузлів) області, а в межах елементів значення невідомої функції і її похідних визначаються уже апроксимуючими функціями і їх похідними.

Сучасні програмні комплекси здатні моделювати більшість процесів, що протікають в ґрунті. Вони автоматично співставляють напруження із міцнісними властивостями ґрунтів і забезпечують відповідність напружень умовам рівноваги і заданим властивостям ґрунтів.



Рис. 1.15. Етапи розрахунку математичної моделі методом скінченних елементів

Широкого практичного використання в геотехніці здобули розрахункові програмні комплекси на базі методу скінченних елементів. Серед них програмні комплекси українського (SCAD, Lira, Monomax, VESNA, PRIZ-Pile) і закордонного (Plaxis, Z-Soil, Midas GTS, ANSYS, WALL-3, ABAQUS і т.п.) виробництва.

Значний внесок у розвиток методу скінченних елементів здійснили В.А. Баженов [2], О.С. Городецький, О. Зенкевич [207], С.Ф. Клованіч, О.С. Сахаров [108], Ю.І. Немчінов [87], О.С. Перельмутер [94], Р.А. Vermeer [204], С. Desai [156].

Перевагами даного методу є: простота отримання конкретних рішень по готовій програмі, можливість згущення сітки елементів в необхідних місцях, де очікується високі градієнти досліджуваних параметрів, можливість задання будь-яких граничних умов, принципова можливість реалізації в програмах довільних механічних властивостей матеріалів, створення будь-якої послідовності навантаження.

1.4. Заходи мінімізації впливу нового будівництва на оточуючу забудову.

Зведення будівель із підземними приміщеннями в щільно забудованій території в більшості випадків супроводжується ризиками завдання шкоди існуючим будинкам. Розробка глибоких котлованів призводить до істотної зміни існуючого напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтового масиву, що може призвести до появи деформацій (тріщини, нахил, перекоси) в сусідніх будівлях. Виникає взаємовплив нового та існуючого фундаменту, формується загальна вирва осідання. Характер деформування при взаємовпливу фундаментів залежить від умов завантаження цих фундаментів. При умові, якщо завантаження основ двох фундаментів відбувається одночасно, то будівлі отримують нахил у напрямку одна до одної. У випадку послідовного навантаження будинків менше осідання спостерігається у будівлі, яка зводиться другою. Також, крім зміни НДС ґрунту основи, стає помітною передача вібраційних впливів на існуючі будинки.

Внаслідок вище наведених чинників, виникає необхідність прогнозу впливу нового будівництва на оточуючу забудову, завдяки якому можна передбачити заходи, які спроможні мінімізувати цей вплив.

Виникнення деформацій існуючого будинку при спорудженні поруч із ним нової будівлі може бути спричинене:

- збільшенням напружень основи фундаментів існуючої будівлі, що викликане новим будівництвом;
- зміною гідрогеологічних умов, виникнення баражного ефекту при підземному будівництві;
- спорудження фундаментів нової будівлі на інших відмітках по відношенню до сусідніх будівель
- технологічні впливи

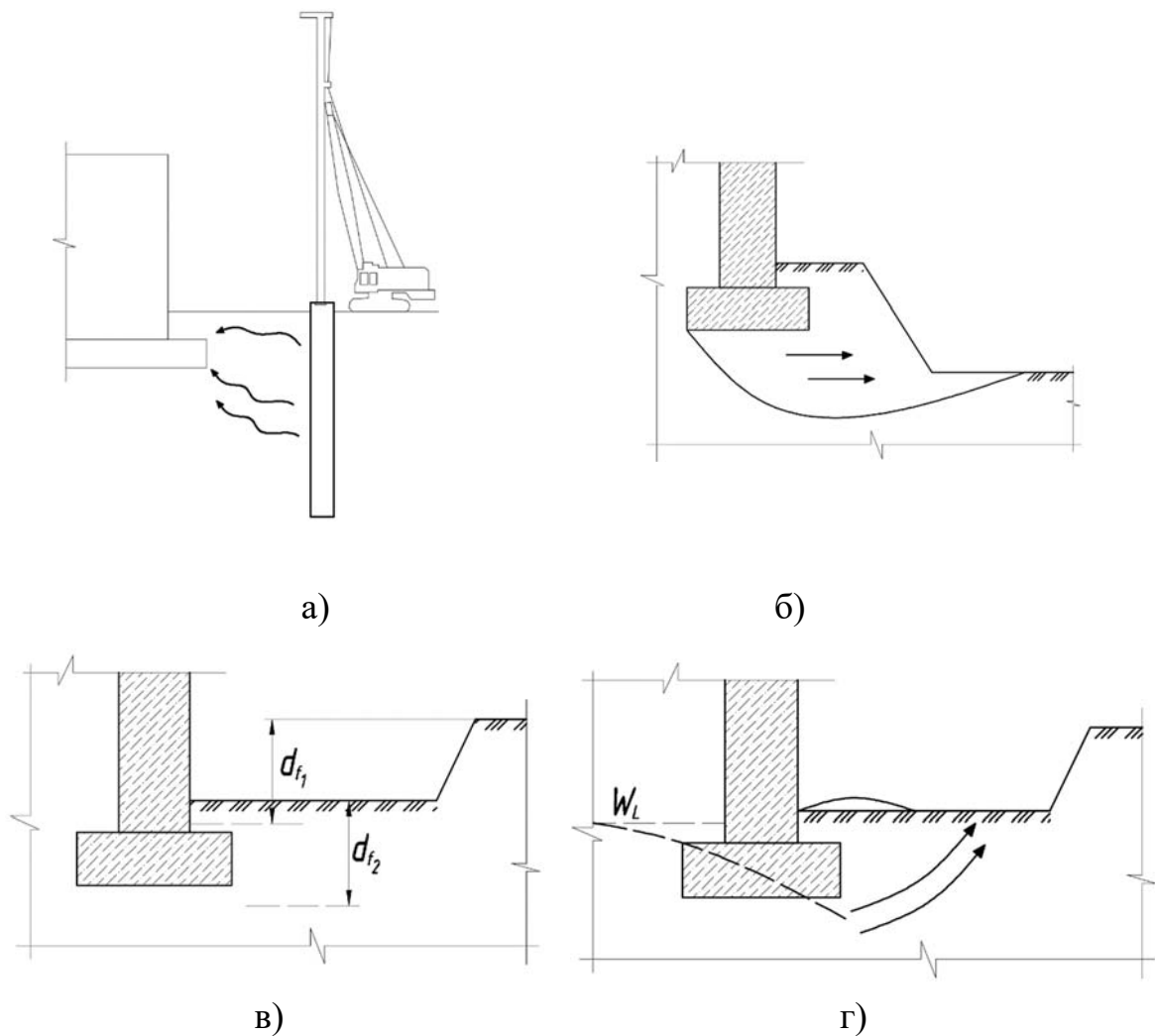


Рис.1.16. Схеми причин розвитку додаткового осідання існуючих будівель в зоні нового будівництва:

а) при влаштуванні паль; б) при влаштуванні котловану нижче відмітки підшови існуючого фундаменту; в) при зміні глибини промерзання внаслідок відкопки котловану; г) при зміні режиму ґрунтових вод.

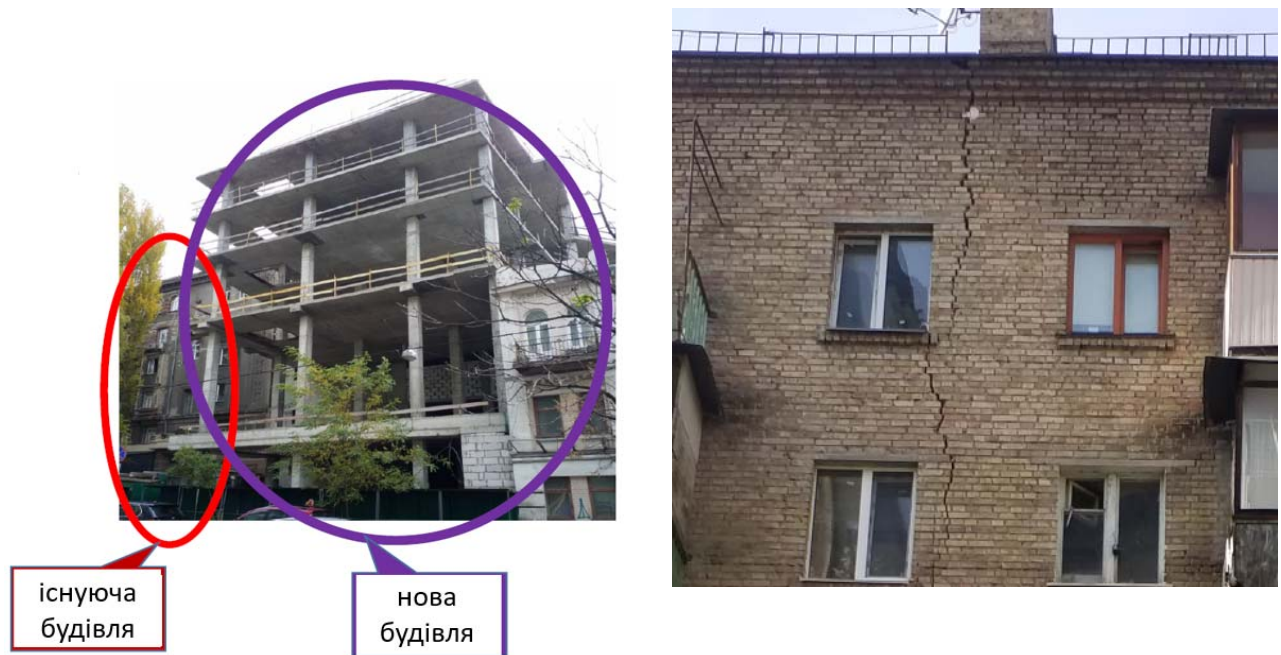


Рис.1.17. Приклади впливу нового будівництва на існуючу забудову

Від завантаження основи новою будівлею виникає зона осідання, розміри якої співрозмірні із потужністю стисненої товщі. Якщо в зону осідання потрапляє існуюча будівля, то в неї виникає додаткове осідання, викликане додатковими напруженнями від нового будівництва.

При будівництві в ущільненій забудові бажано використовувати такий же тип фундаменту, на якому споруджено існуючі будівлі. При використанні різнотипних фундаментів спостерігається розущільнення ґрунту (додаткове осідання).

На сьогодні зменшити вплив на існуючу забудову від нового будівництва можна за допомогою комбінації заходів:

- збільшення жорсткості існуючої будівлі для сприйняття додаткових деформацій (закріплення основ, підсилення фундаментів);
- захист від технологічних впливів та підтоплення;

- влаштування інженерних захисних конструкцій задля уникнення або зменшення додаткових деформацій, а також мінімізації технологічних впливів;
- конструктивні заходи: застосування рішень, що дозволяють знизити навантаження на крайній ряд фундаментів нової будівлі в зоні примикання (влаштування проїздів, понижена поверховість), консольне влаштування торцевої стіни будівлі;

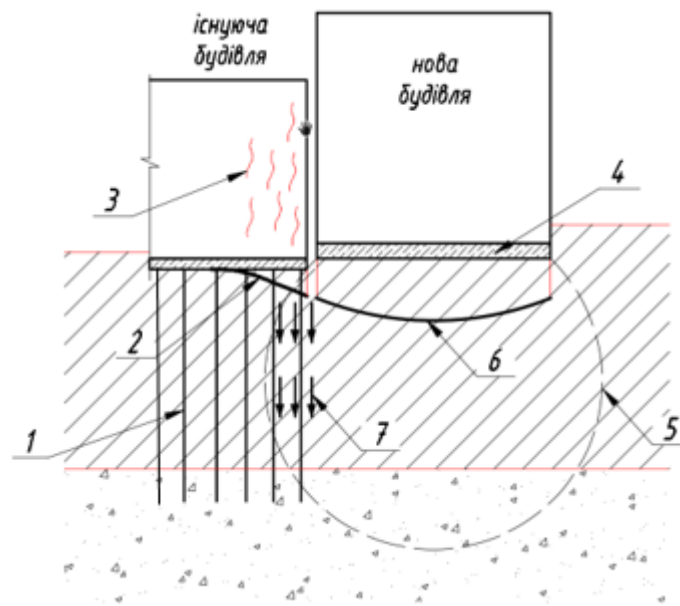


Рис. 1.18. Схема впливу нового будівництва при різномісних фундаментах

1 - палі; 2 – зона розуцільнення ґрунту під існуючою будівлею; 3 – зона виникнення тріщин; 4 – фундаментна плита; 5 – границя області додаткових напружень від нового будівництва; 6 – крива осідання нової будівлі; додаткове навантаження на рахунок негативного тертя.

Одним із найбільш використовуваних методів зменшення негативного впливу на оточуючу забудову є застосування інженерних захисних екранів (рис. 1.19)

Захисний екран – конструкція, що влаштовується в ґрунті, призначенням якої є мінімізація впливу влаштування котловану на напружено-деформований стан оточуючої забудови. Захисні конструкції обмежують зону деформації, яка виникає в результаті будівництва. Їх розміщують між існуючою будівлею, яка потребує захисту, та новим будівництвом.

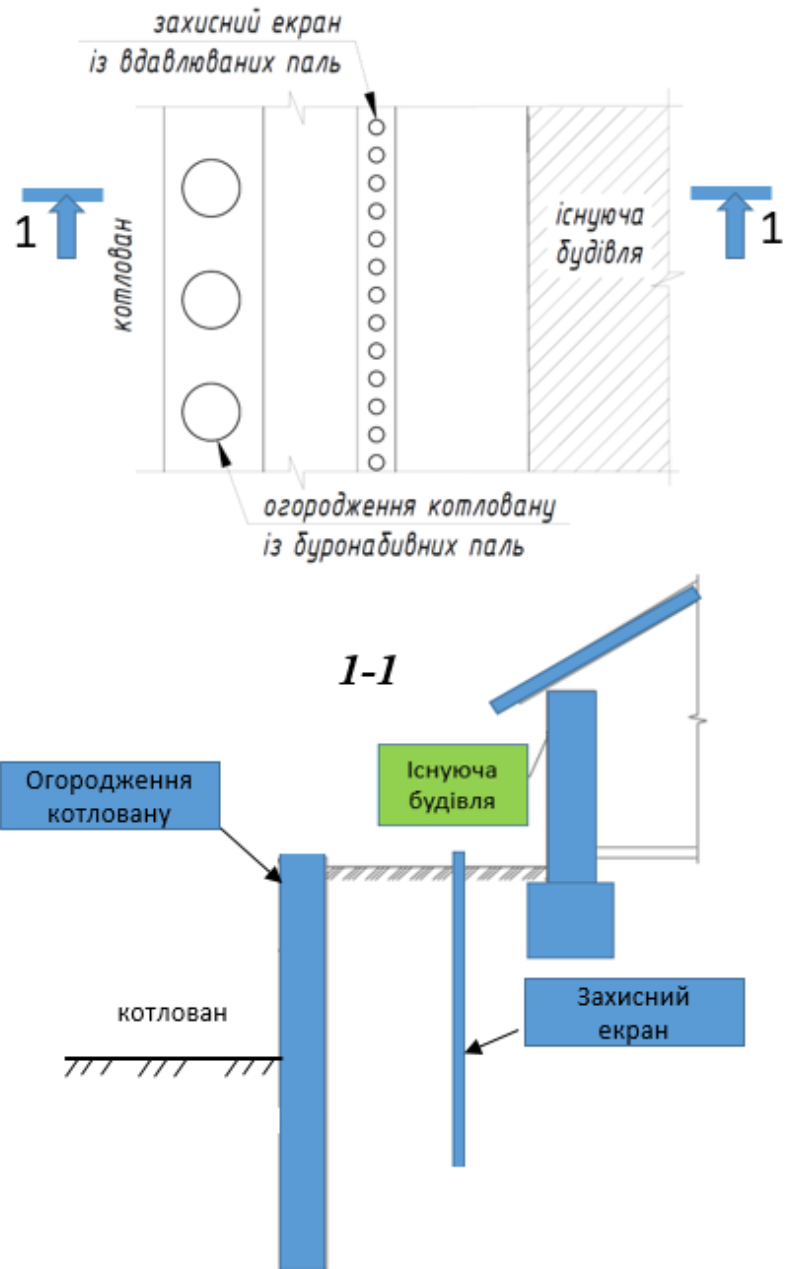


Рис. 1.19. Захист існуючої будівлі за допомогою екрану із металево-залізобетонних паль малого діаметру

1.5. Висновки до розділу.

1. Забудова історичних центрів міст зумовлює освоєння підземного простору, що в свою чергу несе потенційно негативний вплив на оточуючу забудову, внаслідок чого виникає потреба розробки рішень, які б мінімізували вплив нового будівництва.
2. Аналітичні методи розрахунку, засновані на емпіричних формулах та пружній роботі ґрунту призводять до неналежного відображення взаємодії інженерної захисної конструкції і ґрунтової основи. За їх допомогою важко описати складні процеси, що відбуваються в ґрунтовому масиві при влаштуванні захисних конструкцій і подальшому відкопуванні котловану.
3. Оцінка впливу нового будівництва на сусідні будівлі виконується, як правило, за допомогою числового моделювання в різноманітних програмних комплексах, але при цьому в більшості випадків влаштування котловану розглядається в цілому, без виділення цього процесу в окремий етап розрахунку, що призводить до вибору нераціональних конструктивних рішень.
4. Відсутня чітка методика підбору раціональних захисних конструкцій, які призначені для мінімізації впливу нового будівництва в щільній забудові.
5. Застосування спеціалізованих програмних комплексів на базі методу скінченних елементів дозволяє враховувати різні параметри захисних конструкцій та фактори впливу на оточуючу забудову, що дає змогу підбирати раціональні та економічно доцільні конструктивні рішення.

РОЗДІЛ 2. ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ В ЩІЛЬНО ЗАБУДОВАНІЙ ТЕРИТОРІЇ.

2.1. Методика числового моделювання напружено-деформованого стану інженерних захисних конструкцій при взаємодії з ґрунтовою основою.

Розрахунковою моделлю ґрунту називається ідеалізоване середовище, де процес який моделюється розглядається більш простим, а саме середовище має лише основні властивості реального середовища. Ґрунтові моделі містять загальні теоретичні узагальнення про закономірності деформування основ під навантаженням. Основний поділ моделей відбувається по відношенню до залежності від часу: стаціонарні (незалежні від часу) і не стаціонарні (залежні від часу). Нестаціонарні моделі враховують процеси фільтраційної консолідації ґрунтів і повзучість їхнього скелету. Часто ці явища враховують в стаціонарних моделях за допомогою додаткових коефіцієнтів.

В наш час помітно розвиваються моделі, що враховують непружну роботу ґрунту під навантаженням. Використання таких моделей дає можливість більш точно прогнозувати поведінку в широкому діапазоні навантажень. Серед таких моделей можна виділити основні:

1. Моделі дискретного середовища (мікропідхід).

При їх використанні робиться намагання відобразити фізичну модель ґрунту як дискретного матеріалу, представляючи його у вигляді окремих частинок. В своїх дослідженнях дану модель використовували І.І. Кандауров [64], А.І. Радкевич, Б.І. Кулачкін. Однак розвиток цього підходу зустрічається зі значними труднощами, що полягають в математичному описанні фізичних зв'язків між частинами та їх поведінки під навантаженням. Внаслідок цього дана модель не набула широкого розповсюдження світовій практиці.

2. Моделі суцільного (континуального) ґрунтового середовища (макропідхід).

В цих моделях використовуються, розроблені в механіці суцільного середовища, рішення задач теорії пружності, пластичності та повзучості.

Для визначення напружень і деформацій в ґрунтовому масиві на сучасному рівні розвитку механіки використовують феноменологічні моделі, орієнтовані на розкриття процесів деформування суцільного середовища. При такому підході необхідною умовою для прогнозу напружено-деформованого стану ґрунтової основи є використання методів числового моделювання процесів деформування ґрунтів на різних етапах навантаження [134].

Дані моделі засновані на гіпотезі безперервності (континуумі) середовища. При цьому використовується апарат диференційного обчислення, розглядаючи напруження і деформації нескінченно малих об'ємів. Макропідхід дає змогу вивчати НДС усього ґрунтового масиву. Використання моделі суцільного середовища передбачає виконання умови $l \ll L$, тобто розміри l елементарних об'ємів ΔV ($l = \sqrt[3]{\Delta V}$) ґрунту мають бути набагато меншими за характерні розміри L масиву (товщину стисливого шару, ширину стрічки завантаження тощо). (Винников)

При застосуванні до ґрунтів механіки суцільного середовища повинні задовільнятись дві умови, які накладаються на вибір розмірів елементу об'єму ґрунту по відношенню до розмірів елементу структури (зерен чи частинок). Ці умови задовольняються як в частині незалежності напружень від форми і величини елементарної площадки, на якій вони діють, так і в частині дотримання співвідношення між розміром елементу ґрунту і елементом структури.

Вивченням континуальних моделей робили О.К. Бугров, Г.О. Генієв, М.Н. Гольдштейн [36], Ю.К. Зарецький, В.М. Ніколаєвський [92].

Широкого розповсюдження набули моделі, що базуються на теорії пружності. При цьому допускається ряд припущень: суцільність середовища, ідеальна пружність (повне зникнення деформації після зняття навантаження), лінійна залежність між напруженнями і деформаціями.

Рішення при моделюванні суцільного середовища ґрунту базуються на законі лінійної пружності Гука для опису поведінки ґрунту в умовах робочого

навантаження та законі ідеальної пластичності Кулона для опису поведінки ґрунту в граничному стані через його простоту в застосуванні. Комбінація та узагальнення закону Гука та Кулона сформульована в рамках пластичності та відома як модель Мора-Кулона. Однак добре відомо, що ґрунти не є лінійно-пружними і ідеально пластичними для всього діапазону навантажень. Насправді фактична поведінка ґрунтів дуже складна, і вона демонструє велику різноманітність поведінки під впливом різних умов. Слід підкреслити, що немає доступної структурної моделі ґрунту, яка могла б повністю описати складну поведінку реальних ґрунтів за будь-яких умов. Кожна з моделей володіє перевагами та обмеженнями

Ґрунт є складним матеріалом, який поводить себе нелінійно та часто демонструє анізотропну та залежну від часу поведінку під час навантаження, розвантаження та перевантаження. Він демонструє нелінійну поведінку значно нижче граничного стану з жорсткістю, що залежить від напруження. Ґрунт зазнає пластичних деформацій і нестійкий при розтягу. Ґрунт також володіє невеликою жорсткістю при дуже низьких деформаціях і після зміни напруження. Ця загальна поведінка не врахована в простій пружно-ідеально-пластичній моделі Мора-Кулона, хоча модель має переваги, які роблять її конкурентним варіантом як модель ґрунту.

Brinkgreve R. В. [147] більш детально розглянув п'ять основних аспектів поведінки ґрунту. Перший аспект стосується впливу води на поведінку ґрунту від ефективного напруження і порового тиску. Другим аспектом є фактор, який впливає на жорсткість ґрунту, такий як рівень напруження, шлях напруження (навантаження та розвантаження), рівень деформації, щільність ґрунту, водопроникність ґрунту, коефіцієнт консолідації та жорсткість ґрунту, що залежить від напрямку (анізотропія жорсткості). Третій аспект підкреслює необоротну деформацію в результаті навантаження. Четвертий аспект, що стосується міцності ґрунту та включає швидкість навантаження випробуваного зразка, щільність ґрунту, недреновану поведінку, коефіцієнт консолідації та

міцність на зсув, залежну від напрямку (анізотропія міцності). Інші аспекти поведінки ґрунту, які слід враховувати, також включають такі фактори, як ущільнення, дилатансія та пам'ять про напруження перед консолідацією.

На додаток до поведінки ґрунту, його руйнування в тривимірному стані напруження є надзвичайно складним. Було розроблено численні критерії для пояснення умов руйнування матеріалу за такого стану навантаження. Серед цих трьох-, чотирьох- та п'ятипараметричних моделей модель Мора-Кулона є двопараметричною з критерієм руйнування при зсуві (рис. 2.1).

Існує велика різноманітність моделей, які були рекомендовані в останні роки для представлення залежності напруження-деформацій та поведінки ґрунтів при руйнуванні. Усі ці моделі мають певні переваги та обмеження, які значною мірою залежать від їх застосування. Крім того, Чен [149] надав три основні критерії для оцінки моделі. Першим критерієм є теоретична оцінка моделей щодо основних принципів механіки суцільного середовища, щоб переконатися в їх узгодженості з теоретичними вимогами безперервності, стабільності та унікальності.

По-друге, експериментальна оцінка моделей щодо їх придатності для різноманітних випробувань і простоти визначення параметрів матеріалу за стандартними даними випробувань. Остаточним критерієм є числова оцінка моделей щодо об'єкта, який вони можуть реалізувати в комп'ютерних розрахунках.

Загалом, критерієм для оцінки моделі ґрунту завжди має бути баланс між вимогами з точки зору механіки суцільного середовища, вимогами реалістичного представлення поведінки ґрунту з точки зору лабораторних випробувань (також зручністю виведення параметрів) і простотою обчислення. На рис. 2.2 показано базові компоненти для матеріальних моделей. Це просте представлення кількох основних типів конститутивних моделей ґрунту.

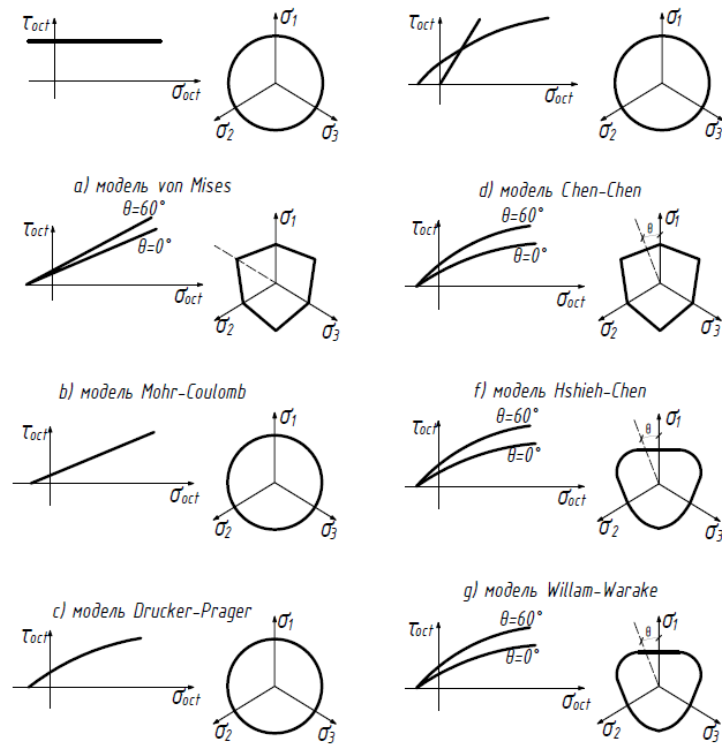


Рис.2.1. Моделі [149]

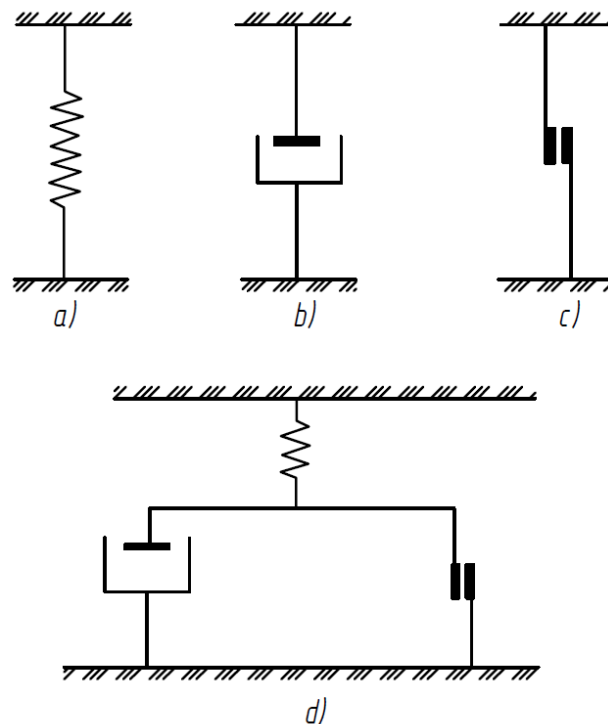


Рис.2.2. Базові компоненти для матеріальних моделей. (а) Пружинно-оборотна лінійна/нелінійна пружність. (б) лінійна/нелінійна повзучість. (с) Пластичний опір повзунку (залежно від деформації). (д) Пружне, в'язкопластичне поєднання. [207].

Модель Фусса-Вінклера. Вона представлена системою незв'язаних між собою пружин та заснована на припущеннях, що деформація пружини пропорційна величині тиску, який діє на неї і деформування відбувається лише в місці прикладання навантаження, а за межами площі навантаження відсутні. За допомогою даної моделі можна визначити напруження тільки в межах контакту основи і споруди. Напруження і деформації ґрунтового масиву залишаються поза увагою.

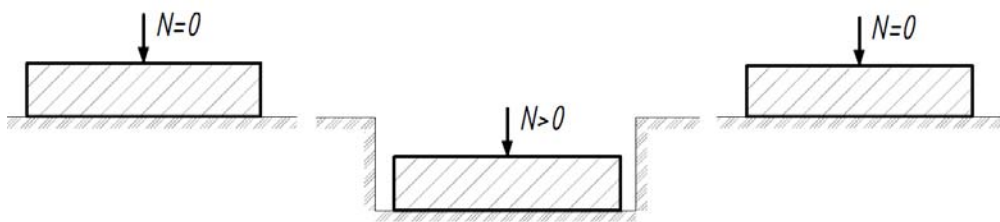


Рис. 2.3. Схема розрахункової моделі Фусса-Вінклера

Моделі лінійно деформованого середовища. Дана модель найбільш поширена в інженерній практиці класичної механіки ґрунтів. Вона базується на припущенні, що при однократному навантаженні (розвантаженні) залежність між напруженнями і деформаціями є лінійною. При навантаженні ґрунту розглядають лише загальну деформацію без поділу на пружну і пластичну складові. Перше припущення забезпечує можливість використання для розрахунків напружень в масиві ґрунту апарату теорії пружності, а друге – при відомих напруженнях визначення кінцевих деформації основи. Лінійний зв'язок між напруженнями і деформаціями в ґрунтовому масиві справедливий при невеликих діапазонах зміни напружень і деформацій. До досягнення середнього тиску під подошвою фундаменту залежність між $S = f(p)$ повинна бути близькою до лінійної. Недотримання залежності занижує осідання порівняно з фактичним.

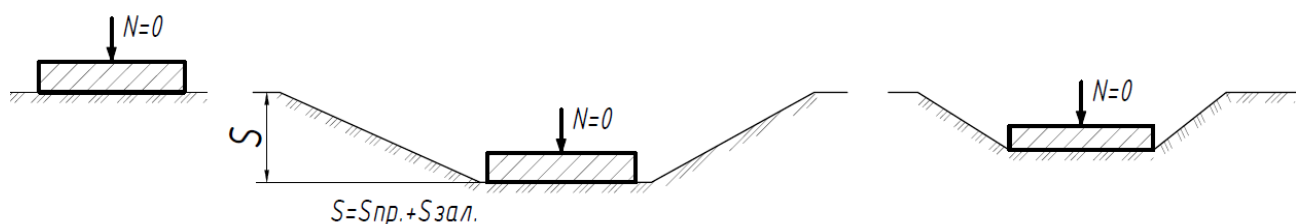


Рис. 2.4. Схема розрахункової моделі лінійно-деформованого напівпростору

Моделювання ґрунтового масиву на основі теорії пружності супроводжується рядом обмежень і припущень, так як розрахунок ведеться в інтервалі навантажень, у межах яких ґрунт можна вважати лінійно деформованим. За В.А. Флорінім [124] ступінь розвитку областей граничного напруженого стану є критерієм застосовуваності моделі лінійно-деформованого середовища. При відсутності таких областей використання цієї моделі вважають допустимим, якщо ж спостерігається протилежна ситуація – ні.

Модель теорії граничної рівноваги. Базується на тому, що у всіх точках ґрунтової основи виконується граничний стан, який відповідає прийнятій умові граничної рівноваги (міцності). Вводиться припущення, що пружна (лінійна) частина переміщень дуже мала у порівнянні з пластичною складовою. Граничний стан описується за допомогою фізичних рівнянь і задача розв'язується як статично визначена. Так як модель не містить співвідношень між напруженнями і деформаціями, то переміщення не можуть бути знайдені.

Теорія граничної рівноваги застосовується при розв'язанні задач, що пов'язані із визначенням граничних навантажень на ґрунтовий масив. Задовільні результати при використанні даної моделі можна отримати лише при постійних значеннях характеристик міцності і деформативності ґрунту, що не є типовим для ґрунтової основи.



Рис. 2.5. Схема залежності між осіданням і навантаженням

- а) робота в умовах граничної рівноваги; б) робота в умовах теорії пружності і теорії пластичності

Моделі пружно-пластичного середовища. В їх основі лежать диференційні залежності між напруженнями і деформаціями, що дають змогу враховувати закономірності зміни характеристик ґрунту. Складові напружень і деформацій поділяють на пружні і пластичні. Пружні описуються за допомогою рівнянь рівноваги, рівнянь нерозривності та теорії пружності, а пластичні –

диференційними співвідношеннями між напруженнями і деформаціями. Це дає можливість описання напружено-деформованого стану на всьому діапазоні зміни навантаження. При цьому використовується основна концепція теорії пластичності про існування області пружного деформування, обмеженої поверхнею навантаження, при чому тільки вихід за межі поверхні навантаження (для середовища, що зміцнюється) чи рух вздовж неї (для ідеально пластичного середовища) призводить до пластичних деформацій [122].

Моделі ґрунту, в основі яких лежить теорія пластичності поділяють на: ідеально-пластичні (з фіксованою поверхнею текучості); з однією та багатьма поверхнями навантаження; з єдиною і складеною поверхнями навантаження; моделі, що підпорядковані асоційованому і неасоційованому законам пластичної течії.

Ідеально-пружно-пластична модель із граничною поверхнею, яка описується критерієм Кулона-Мора (МОДЕЛЬ КУЛОНА-МОРА) (рис.2.6). Дана модель є найпростішою нелінійною моделлю ґрунту [153]. Її перевагою є простота призначення параметрів.

При описанні зсувних деформацій дана модель повністю ігнорує нелінійність при об'ємному стиску, що є її основним недоліком. Всі деформації всередині граничної поверхні є пружними (зворотними). В загальному випадку модель лише трохи доповнює лінійну модель, обмежуючи рівень напружень зсуву. Результати виявляються близькими до пружного розв'язання.

У загальному напруженому стані напруження-деформація модель поводить лінійно в пружному діапазоні з двома визначальними параметрами із закону Гука (модуль Юнга, E і коефіцієнт Пуассона, ν). Також існує два параметри, які визначають критерії руйнування (кут внутрішнього тертя, ϕ і питоме зчеплення, c), а також параметр для опису закону течії (кут дилатансії, ψ , який виходить із використання неасоційованого закону течії, який використовується для моделювання необоротних змін об'єму внаслідок зсуву).

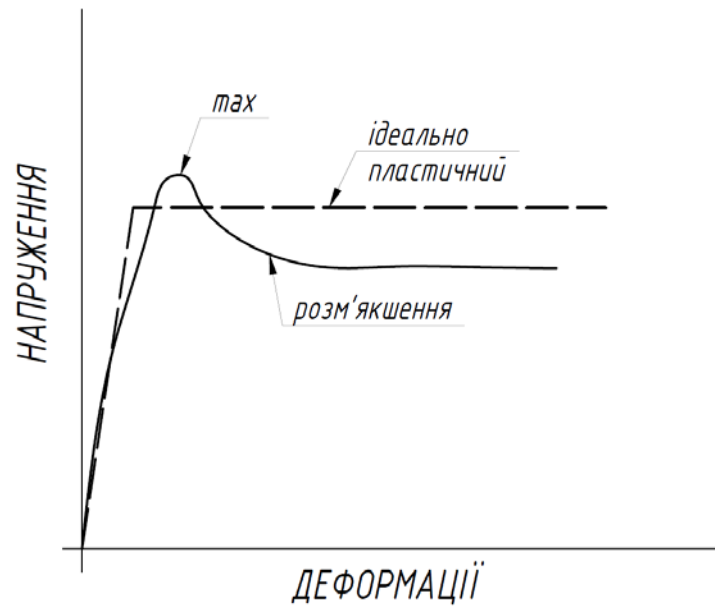


Рис.2.6. Еластично-ідеально пластичне припущення моделі Мора-Кулона.

У звичайній пластичній теорії правило течії використовується як еволюційний закон для швидкості пластичної деформації. Якщо функція пластичного потенціалу збігається з функцією текучості, правило потоку називається асоційованим законом течії, а якщо воно відрізняється, воно називається неасоційованим законом течії. У механіці ґрунту асоційований закон течії використовується для моделювання поведінки на ділянці, де від'ємна дилатансія є значною, наприклад, модель Cam Clay. Однак неасоційований закон течії часто використовується для опису поведінки пісків як з негативною, так і з позитивною дилатансією.

Модель Мора-Кулона є простою та застосованою до тривимірної моделі простору напружень (рис. 2.7) із лише двома параметрами міцності для опису пластичної поведінки. Дослідники вказали за допомогою натурних тривісних випробувань, що комбінації напружень, які викликають руйнування в реальних зразках ґрунту, досить добре узгоджуються з гексагональною формою контуру руйнування [162]. Ця модель застосовна для аналізу стійкості дамб, схилів, насипів і фундаментів неглибокого закладання.

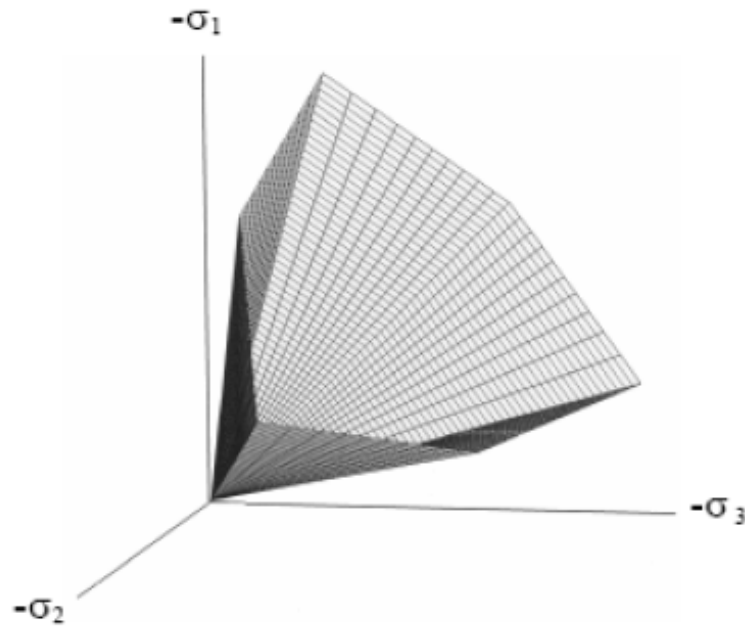


Рис. 2.7. Поверхня текучості Мора-Кулона в просторі головних напружень

Незважаючи на те, що поведінка граничного стану ґрунту, як правило, добре фіксується в дренованих умовах, ефективна траєкторія напруження, яка спостерігається в недренованих матеріалах, може суттєво відрізнитися від спостережень. Бажано використовувати недреновані параметри зсуву в недренованому аналізі з кутом тертя, встановленим рівним нулю. Поведінка жорсткості (отже також деформації) до досягнення локального зсуву погано моделюється. Для ідеальної пластичності модель не включає ефект зміцнення або розм'якшення ґрунту.

Спрощення моделі Мора-Кулона, де гексагональна форма конуса руйнування була замінена простим конусом, відома як модель Друкера-Прагера [159]. Загалом, вона має ті ж переваги та обмеження, що й модель Мора-Кулона, але останній моделі було віддано перевагу над цією моделлю.

МОДИФІКОВАНА МОДЕЛЬ CAM-CLAY. Моделі, засновані на концепції критичного стану (КС-моделі). Однією з таких моделей, що набула широкого поширення є модель Cam-Clay, розроблена в Кембріджі. Її базовим припущенням є те, що ґрунт при наростанні зміни форми до початку текучості у вигляді рідини із внутрішнім тертям переходить у цілком визначений критичний стан, який характеризується:

- текучість ґрунту в ньому відбувається при незмінному об'ємі і постійних напруженнях;
- напруження пов'язані між собою;
- питомий об'єм V є однозначною функцією напружень.

Припускається, що зміцнення (зміна розмірів і форми поверхні навантаження) відбувається в результаті необоротних (пластичних) змін об'єму. При цьому, коли такі зміни відбуваються в докритичній області, це буде стиск і буде він супроводжуватись зміцненням, тобто розширенням пружної області.

Форма поверхні навантаження задається на основі припущення про асоційованість закону пластичної течії і рівняння пластичної роботи.

До переваг даних моделей відноситься те, що їх постійні не залежать від стану ґрунту, зокрема, від його щільності, і є лише функцією гранулометричного і мінералогічного складів. Серед параметрів моделей немає емпірично визначуваних функцій. Важливою особливістю КС-моделей, на відміну від інших моделей, є залежність міцнісних властивостей від поточної щільності.

Модель базується на теорії критичного стану та базовому припущенні про те, що існує логарифмічний зв'язок між середнім ефективним напруженням, p і коефіцієнтом пористості, e . Лінії первинного стиску та повторного стиску є лінійними в просторі $e-\ln p$, що є найбільш реалістичним для ущільненої глини (рис. 2.8).

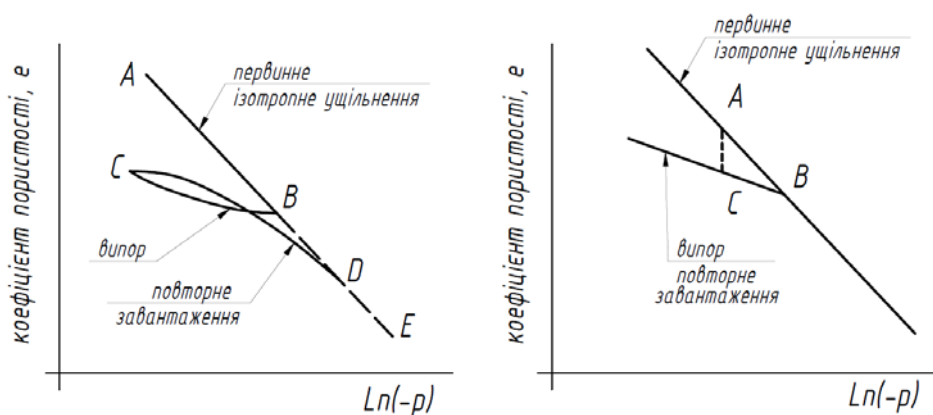


Рис. 2.8. (а) Реакція реального ґрунту на гідростатичне напруження;
(б) Реакція ідеалізованого ґрунту на гідростатичне напруження.

Модель Cam-Clay вдало описує траєкторії первинного навантаження ґрунту, але дає неточний результат на траєкторіях розвантаження, також дана модель перебільшує опір зсуву переущільненого ґрунту.

Ця модель більше підходить для опису деформації, ніж руйнування, особливо для нормально ущільнених слабких ґрунтів. Модель також найкраще працює в умовах навантаження, таких як насип або фундамент. Вона включає чотири параметри, тобто ізотропний логарифмічний індекс стиснення, λ , індекс набухання, κ , коефіцієнт Пуассона для розвантаження ущільненням, початковий коефіцієнт пористості, e . Міцність на зсув можна моделювати лише за допомогою ефективної константи тертя. У випадку первинного недренованого девіаторного навантаження на слабкі ґрунти модель передбачає більш реалістичну недреновану міцність на зсув порівняно з моделлю Мора-Кулона.

Недоліки даної моделі можуть бути подолані за допомогою багатоповірхневих моделей, але вони є досить громіздкими. Уточнення одноповерхневих моделей можна здійснювати за допомогою: зміни форми поверхні навантаження, відмови від асоційованого закону течії, введення нових параметрів зміцнення. Одним із прикладів оптимізації моделі є використання поверхні навантаження у вигляді конусів Губера-Шлейхера із змінним кутом тертя і неасоційований закон пластичної течії (модель Ніколаєвського).

ГІПЕРБОЛІЧНА МОДЕЛЬ ДУНКАН-ЧАНГА. Як відомо, ґрунт поводить себе дуже нелінійно, що зменшує залежну від напружень жорсткість. Окрім обговорюваних пружно-пластичних моделей, модель Дункана-Чанга є інкрементальною нелінійно-залежною від напружень моделлю, яка також відома як гіперболічна модель [160].

Ця модель заснована на кривій залежності напруження-деформації при дренованих тривісних випробуваннях на стиск як глини, так і піску, яка може бути апроксимована гіперболами з високим ступенем точності (Kondner, 1936), як показано на рис. 2.9. Вона також базується на гіпотезі Оде (1939) про те, що жорсткість ґрунту може бути сформульована як параметр, що залежить від напруження, використовуючи формулювання степеневого закону. Його критерії

граничного стану базуються на двох параметрах міцності Мора-Кулона. Найважливіше те, що ця модель описує три важливі характеристики ґрунту, а саме нелінійність, залежність від напруження та непружну поведінку зв'язного та незв'язного ґрунтів.

При даному рівні утримуючого напруження розрізняють (залежну від напруження) жорсткість первинного навантаження E_t і (постійну) жорсткість розвантаження та повторного навантаження E_{ur} . Навантаження визначається умовою $d(\sigma_1/\sigma_3) > 0$. У цьому стані пластична деформація відбувається до тих пір, поки точка напруження знаходиться на поверхні текучості. Для продовження пластичної течії необхідно, щоб на поверхні текучості залишався напружений стан. В іншому випадку напружений стан повинен опускатися нижче значення текучості; в цьому випадку подальша пластична деформація не відбувається і всі додаткові деформації є пружними. Це за умови $d(\sigma_1/\sigma_3) < 0$ називається «розвантаженням». Параметр E_{50} буде описаний у наступній моделі Hardening Soil Model.

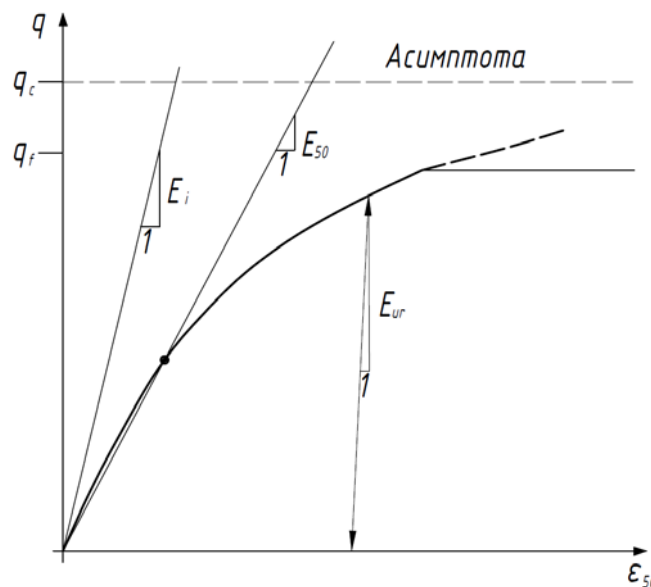


Рис.2.9. Гіперболічне співвідношення напруження-деформації в первинному навантаженні для стандартного дренажного тривісного випробування

Модель Дункана-Чанга широко використовується, оскільки її параметри ґрунту можна легко отримати безпосередньо зі стандартного тривісного випробування. Це просте, але очевидне вдосконалення моделі Мора-Кулона. У

цьому відношенні ця модель є кращою за модель Мора-Кулона. Як наслідок, дилатацію неможливо описати. Ця модель дуже легко фіксує поведінку ґрунту на основі лише двох параметрів жорсткості та є цінною для практичного моделювання. Основна невідповідність цього типу моделі полягає в тому, що, на відміну від пружно-пластичного типу моделі, чисто гіпоеластична модель не може послідовно розрізняти навантаження та розвантаження. Крім того, модель не підходить для розрахунків навантаження у повністю пластичному діапазоні. Потенційна чисельна стабільність може виникнути, коли наближається руйнування на зсув. Таким чином, рішення необхідно застосовувати, коли модель реалізована в тривимірному просторі напружень.

МОДЕЛЬ ҐРУНТУ HARDENING SOIL MODEL (HSM) [204]. Особливістю даної моделі є можливість відтворення нелінійної залежності деформацій від напружень, а також процесів дилатасії та контракції, що є характерними для дискретних середовищ. Це дозволяє враховувати як зміцнення ґрунту, так і відмінність характеристик ґрунту при навантаженні та розвантаженні [147].

Модель HSM достатньо коректно описує поведінку ґрунту як при розрахунку осідання, так і при розрахунку котлованів. Для даної моделі є характерним поняттям «жорсткість ґрунту». Перева HSM над моделлю Кулона-Мора полягає не тільки в застосуванні гіперболічної кривої залежності деформацій від напружень замість білінійної, але також у можливості контролювати залежність жорсткості від рівня напружень. При використанні моделі Кулона-Мора інженер повинен задавати фіксоване (постійне) значення модуля деформації, тоді як в реальних ґрунтових умовах цей параметр жорсткості залежить від рівня напружень. Тому необхідно визначати напруження в ґрунті та використовувати їх для розрахунку відповідних значень жорсткості. Однак при використанні моделі зі зміцненням немає необхідності в такому способі задання вхідних параметрів. Замість цього, модуль жорсткості E_{50}^{ref} задається для найменшого опорного головного напруження $-\sigma'_3 = p^{ref}$. Дана січна жорсткість при 50% від максимуму девіаторного напруження при тиску на зразок, рівному опорному напруженню p^{ref} (рис.2.10).

В рамках теорії ізотропної пружності Гука перетворення між E та G виконується за допомогою рівняння $E=2(1+\nu)G$. Оскільки E_{ur} є додатковою дійсною пружною жорсткістю, то можна записати $E=2(1+\nu)G_{ur}$, де G_{ur} - це модуль пружного зсуву.

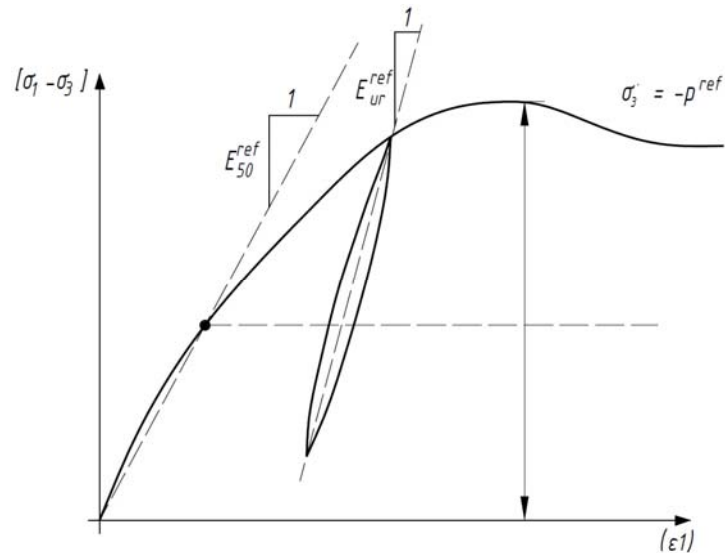


Рис.2.10. Задання E_{50}^{ref} та E_{ur}^{ref} для результатів дренажних тривісних випробувань

На відміну від моделей, заснованих на пружних властивостях матеріалів, пружно-пластична модель ґрунту, що зміцнюється не містить фіксованої залежності між просторовою (дренованою) жорсткістю E_{50}^{ref} і одометричною жорсткістю E_{oed} при одномірному стиску. Значення цих параметрів жорсткості можуть задаватись незалежно один від одного. Одометрична жорсткість визначається за допомогою рівняння:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma_3'}{K_0 n c} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.1)$$

Застосування моделі HSM є ефективним в задачах із глибокими котлованами і великою кількістю етапів розрахунку, де напружений стан постійно змінюється. Модель дозволяє враховувати зміну жорсткості при зміні рівня напружень, що особливо важливо в дослідженні впливу нового будівництва на оточуючу забудову.

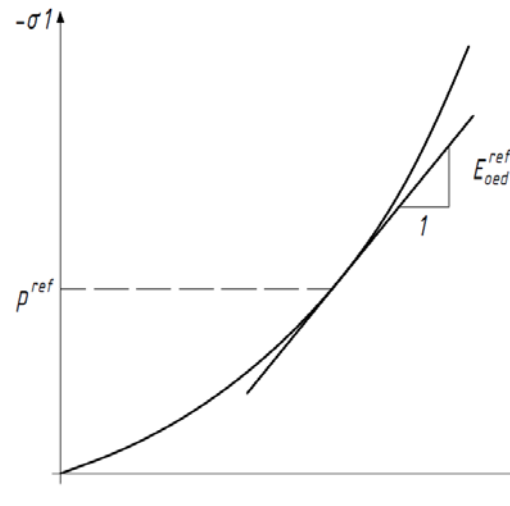


Рис.2.11. Задання E_{oed}^{ref} за результатами одометричних випробувань

де E_{oed}^{ref} - дотичний модуль жорсткості, отриманий за результатами одометричних випробувань (рис. 2.11).

Таким чином, E_{oed}^{ref} представляє собою дотичний модуль жорсткості при вертикальному напруженні $\sigma'_1 = \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} = p^{ref}$. (2.2)

Поверхні текучості при зсувному зміцненні, показані на рис.2.12, не пояснюють пластичної об'ємної деформації, отриманої при ізотропному стиску, що в основному зустрічається в слабких ґрунтах. Тому необхідно ввести поверхні текучості другого типу для того, щоб закрити область пружних деформацій для траєкторій стискуваних напружень (зміцнення при стиску). Без такої напівсферичної «шатрової» поверхні текучості було б неможливим сформулювати модель із незалежним вводом E_{50}^{ref} і E_{oed}^{ref} . Тривісний модуль деформації в основному контролює положення поверхні текучості при зсуві, а одометричний модуль – положення шатрової поверхні текучості. Фактично E_{50}^{ref} визначає в значній мірі величину пластичних деформацій, пов'язаних з поверхнею текучості при зсуві. Аналогічним чином E_{oed}^{ref} використовується для контролю величини пластичних деформацій, обумовлених «шатром» текучості.

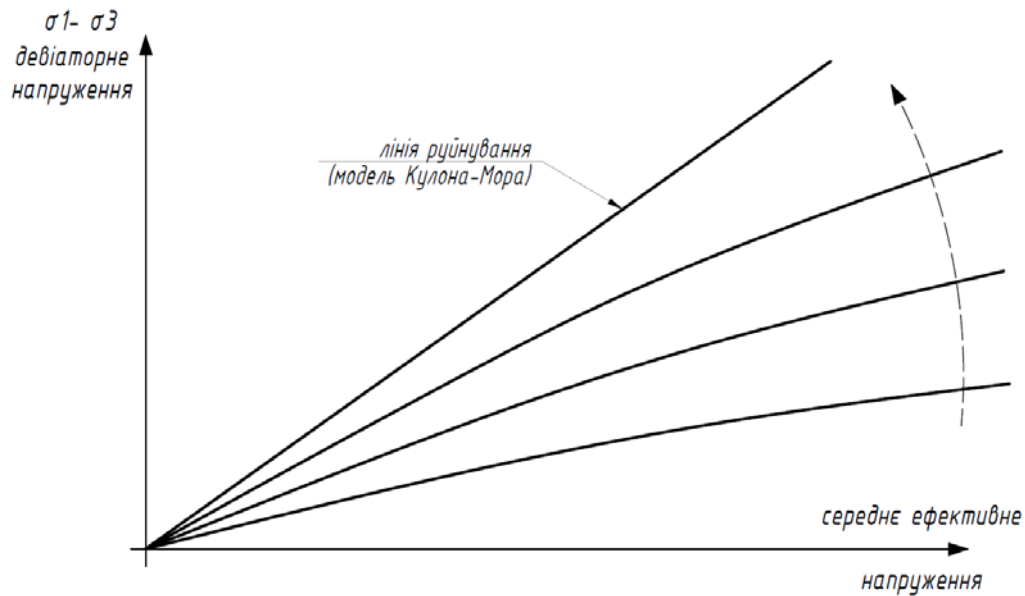


Рис.2.12. Криві текучості при різних значеннях параметру зміцнення γ^p

Напівшатрова поверхня текучості визначається за формулою:

$$f_c = \frac{q^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (2.3)$$

де M - допоміжний модельний параметр, пов'язаний з K_0^{nc} .

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad \text{і} \quad \tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1)\sigma'_2 - \alpha\sigma'_3, \quad (2.4)$$

де $\alpha = (3 + \sin\varphi)/(3 - \sin\varphi)$. Величина «шатра» поверхні текучості визначається напруженням ізотропного попередньо ущільнення p_p . В площині $(p'; q)$ «шатер» поверхні текучості ($f_c = 0$) є частиною еліпсу з центром на початку координат (рис.27).

Закон ущільнення, що зв'язує p_p з об'ємними деформаціями «шатру» ε_9^{pc} :

$$\varepsilon_9^{pc} = \frac{K_s - 1}{K_s^{ref}} \left[\left(\frac{p_p + c \cot\varphi}{p^{ref} + c \cot\varphi} \right)^{-m} \right] p_p \quad (2.5)$$

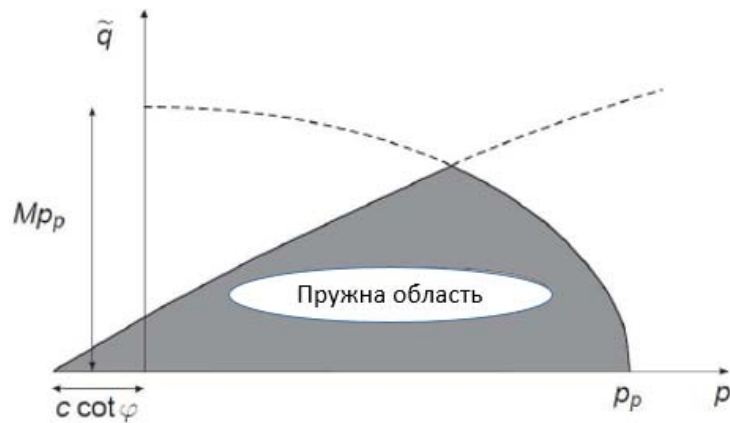


Рис. 2.13. Поверхні текучості моделі HSM в площині p - q . Пружна область може бути зменшена шляхом обмеження розтягу.

Об'ємна деформація «шатра» являє пластичну об'ємну деформацію при ізотропному стиску. Для більш повного розуміння поверхонь текучості варто зрівняти рис. 2.13 та рис.2.14. На першому – зображені лінії текучості, на другому – поверхні текучості в просторі головних напружень. Як крива текучості при зсуві, так і «шатро» текучості мають шестикутну форму класичного критерію руйнування Мора-Кулона. Фактично, крива текучості при зсуві може розвиватися до граничної поверхні руйнування Мора-Кулона. Напівсферична поверхня текучості розвивається як функція напруження попереднього ущільнення p_p .

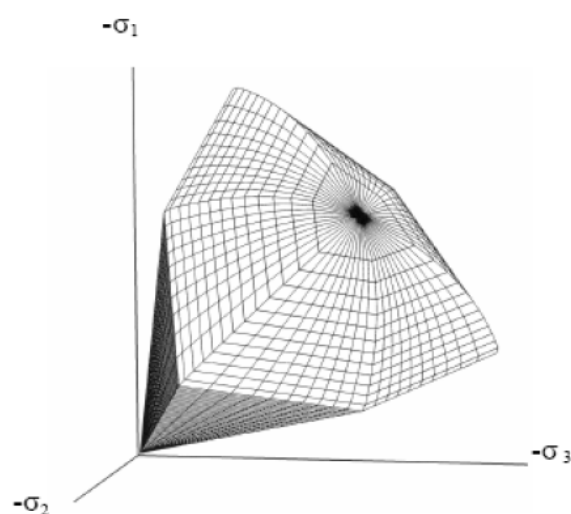


Рис.2.14. Контур загальної текучості моделі Hardening-Soil у просторі головних напружень для незв'язного ґрунту.

МОДЕЛЬ ДРУКЕРА-ПРАГЕРА [159]. Модель потребує введення наступних параметрів: модуль пружності E , коефіцієнт Пуассона, кут внутрішнього тертя та зчеплення. Останні два параметри слугують для визначення стану текучості. Формулювання визначальних рівнянь припускає ефективні параметри кута внутрішнього тертя φ_{eff} і зчеплення c_{eff} . Також важливий параметр кута розтягу.

Дана модель змінює функцію текучості Кулона-Мора (К-М), щоб уникнути особливостей із кутами. На відміну від моделі Кулона-Мора поверхня текучості Друкера-Прагера (Д-П) є гладкою та ділянки у вигляді циліндричного конусу в основному просторі напружень. Як і в моделі К-М поверхня текучості Д-П залежить від ефективного середнього напруження σ_m . Модель Д-П, яка зреалізована в методі скінченних елементів заснована на припущенні тривісного розширення. Іншими словами, поверхня проекції текучості в девіаторній площині торкається внутрішні кути шестикутника К-М ($\theta = -30^\circ$), де θ – кут Лоде.

Стандартне формулювання Друкера-Прагера та модифікованої моделі К-М припускає пружну жорсткопластичну поведінку ґрунту, коли параметри міцності ґрунту c і φ залишаються незмінними протягом аналізу. Розширена версія обох моделей (вхідних додаткових варіантів завантаження) дозволяє для розвитку цих параметрів в залежності від еквівалентної девіаторної пластичної деформації $c = c(E_d^{pl})$; $\varphi = \varphi(E_d^{pl})$, де E_d^{pl} – еквівалент девіаторної пластичної деформації задається наступними параметрами

$$E_d^{pl} = \sqrt{2e_{ij}^{pl}e_{ij}^{pl}} \quad (2.6)$$

$$e_{ij}^{pl} = \varepsilon_{ij}^{pl} - \frac{1}{3}\varepsilon_{\vartheta}^{pl}\delta_{ij} \quad (2.7)$$

$$e_{ij}^{pl} = \varepsilon_x^{pl} + \varepsilon_y^{pl} + \varepsilon_z^{pl} \quad (2.8)$$

де E_d^{pl} – еквівалент девіаторної пластичної деформації,

e_{ij}^{pl} – девіаторна пластична деформація

ε_{ij}^{pl} – тензор пластичної деформації

$\varepsilon_{\vartheta}^{pl}$ – об’ємна пластична деформація

δ_{ij} - дельта Кронекера

Припускаємо, лінійну зміну міцнісних параметрів (рис.2.15)

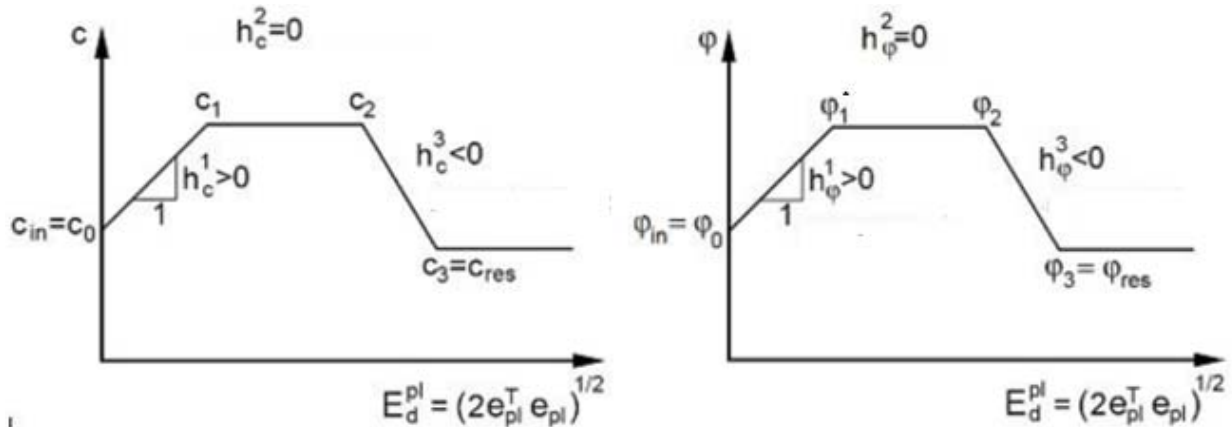


Рис.2.15. Полілінійний закон зміцнення: вплив а) зчеплення і б) кута внутрішнього тертя на еквівалентну девіаторну пластичну деформацію E_d^{pl} .

Кут розширення Ψ можна рахувати постійним, бо він може розвиватися як функції кута внутрішнього тертя φ наступної теорії розширення Роу:

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi \sin \varphi_{cv}} \quad (2.9)$$

де φ_{cv} є кутом внутрішнього тертя при постійному об’ємі у відповідності з критичним станом ґрунту (стану, при якому основа деформується при нульових об’ємних пластичних деформаціях). Для попередження нескінченного кута розтягу (збільшення розтягуючих об’ємних пластичних деформацій) він повинен бути обмеженим, наприклад, в залежності від максимального коефіцієнту пористості e_{max} , прийнятного для даного матеріалу. Теорія розширення Роу потребує введення наступних параметрів:

φ_{cv} - кут внутрішнього тертя при постійному об’ємі,

e_0 - початковий коефіцієнт пористості,

e_{max} - максимальний коефіцієнт пористості.

На сьогодні коефіцієнт пористості e може бути виражений з точки зору поточної об’ємної деформації ε_{ϑ} і величини початкового коефіцієнту пористості e_0 як:

$$\lim_{\Delta V \rightarrow 0} \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_v = \frac{e - e_0}{1 + e_0} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (2.11)$$

де: e – поточний коефіцієнт пористості,

e_0 - початковий коефіцієнт пористості,

ε_v - загальна об'ємна деформація.

Коли поточний коефіцієнт пористості e перевищує максимальний коефіцієнт пористості e_{max} кут розширення Ψ встановлений на 0.

2.2. Моделювання взаємодії палі підпірної стіни з ґрунтовою основою при горизонтальному навантаженні. Тестова задача.

У якості тестової задачі проводилось моделювання взаємодії палі з ґрунтовим масивом при горизонтальному навантаженні. Результати моделювання порівнювались із переміщеннями, отриманими за допомогою натурних випробувань. Випробування палі було проведено на одному з будівельних майданчиків м. Києва. Головною метою тестової задачі є підбір розрахункової моделі ґрунту при моделюванні за допомогою числових методів.

Палі, що випробовувались, влаштовані за буронабивною технологією. Діаметр палі 820мм, крок 1500мм. Глибина відкопки в зоні випробовуваної палі 6330мм. Довжина палі 22,5м. Випробування на горизонтальне навантаження відбувалось за допомогою гідравлічного домкрату, що впирався через металеві пластини на протилежну упорну палю. (рис.2.16-2.17). Навантаження прикладалось ступенями по 10кН. За критерій умовної стабілізації деформації приймалась швидкість горизонтального переміщення палі на кожній ступені прикладання горизонтального навантаження, що не перевищує 0.1 мм за останні 2 години спостережень за приладами, розташованими на рівні прикладання горизонтального навантаження.



Рис.2.16. Дослідне устаткування для випробування на горизонтальне навантаження.

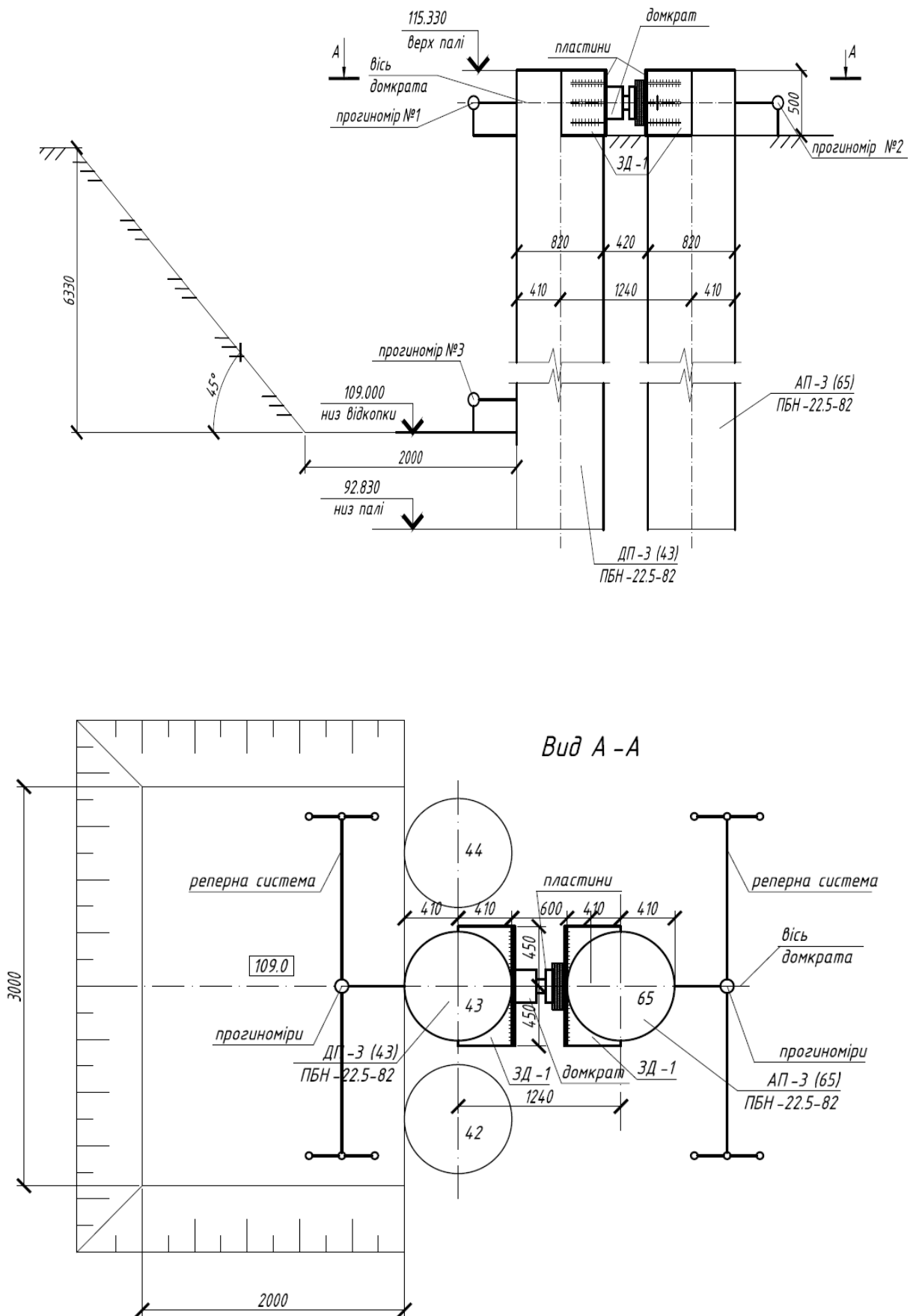


Рис.2.17. Схема дослідної установки у випробувальному куці

Результати натурного експерименту порівнювались із значеннями переміщень, які були отримані завдяки числовому моделюванню. У якості моделей ґрунтового середовища, які використовувались при розв'язанні задач були: ідеальна пружно-пластична модель з граничною поверхнею, що описується критерієм Кулона-Мора, модель Друкера-Прагера та Hardening Soil Model.

Задача моделювалась у просторовій постановці. Розмір скінченно-елементної моделі 40х40х40м (рис.2.18). Об'ємні тіла суцільного середовища моделювались із застосуванням твердотілих елементів (Solid Elements) пірамідальної чи призматичної форми. Імітація взаємодії ґрунту із конструкціями паль відбувалась за допомогою контактних елементів інтерфейсу (Interface Elements). На розрахункову схему були накладені обмеження переміщень в горизонтальному напрямку (по осях X та Y) на бічних вертикальних гранях розрахункової області, а також обмеження переміщень у всіх напрямках на нижній горизонтальній грані.

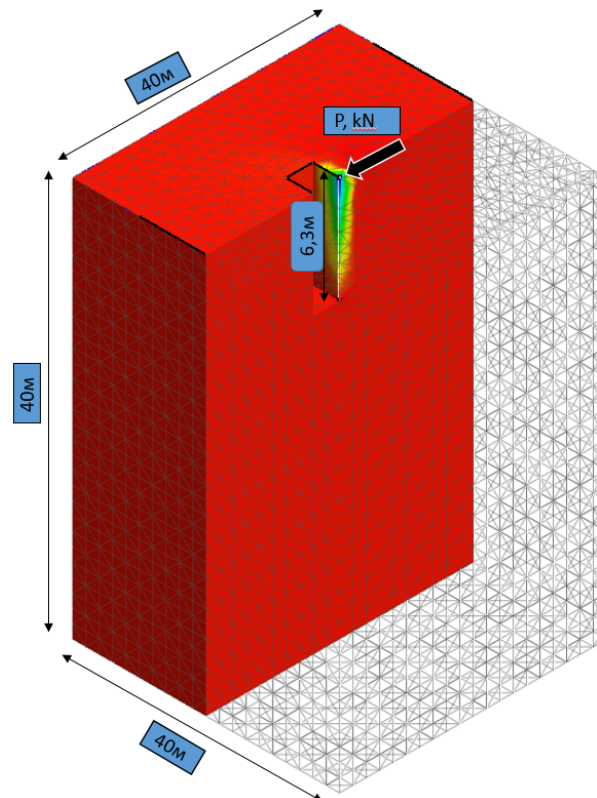


Рис.2.18. Ізополя переміщень при моделюванні випробування паль на горизонтальне навантаження

На рис. 2.18 приведено графіки залежності зміни горизонтальних переміщень палі в залежності від прикладеного навантаження.

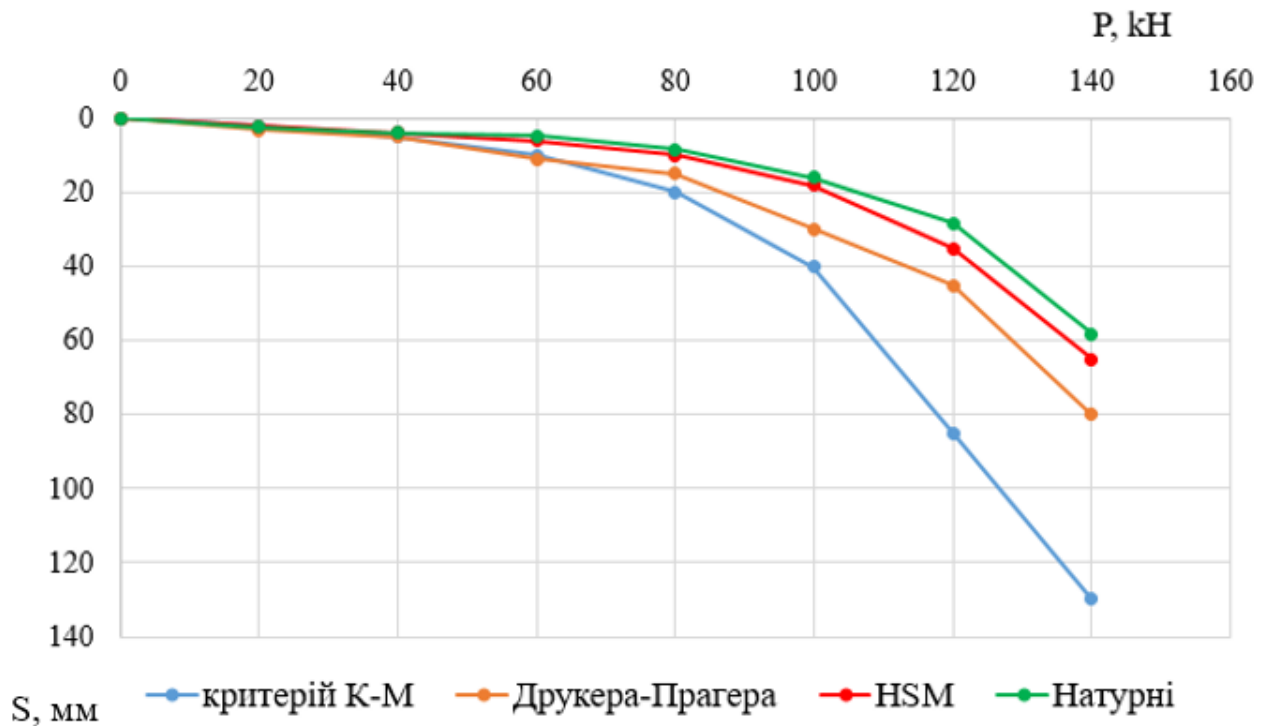


Рис. 2.19. Графік залежності між навантаженням (кН) та переміщенням (мм) при застосуванні різних числових моделей та натурних випробувань

Табл. 2.1. Порівняння збіжності результатів числового моделювання у порівнянні із натурними випробуваннями

Навантаження N, кН	Експериментальні дані	Критерій Кулона-Мора	HSM	Критерій Друкера-Прагера
0	0	0	0	0
20	2,3	2	2,5(8%)	2,4
40	3,8	3,6	3,3(13%)	3,7
60	4,6	4,5	4,4(4%)	4,3
80	8,3	7,1	8,2(1%)	7,9
100	15,9	9,2	15,4(3%)	12,2
120	28,3	15,4	27,9(2%)	22,4
140	58,3	23,1	51,2(7%)	35,6

Відповідно до результатів розрахунку, найбільш наближеними значеннями до горизонтальних переміщень визначених натурними випробуваннями є

переміщення отримані при моделюванні з використанням Hardening Soil Model (табл.2.1). Максимальна розбіжність результатів між моделюванням і експериментом склала 7%, що дає змогу впевнитись у достовірності результатів при подальших розрахунках. При використанні моделей з критеріями міцності Кулона-Мора та Друкера-Прагера відхилення між натурними значеннями деформацій склали від 53 до 28%.

2.3. Напружено-деформований стан системи «грунтова основа-інженерні захисні конструкції-фундамент будинку». Контрольна задача.

У якості наступної задачі було проведено моделювання впливу розробки котловану на оточуючу забудову з прийнятою у попередньому пункті моделлю ґрунтового середовища Hardening Soil Model. Розв'язувались дві задачі: влаштування котловану із захисним екраном між підпірною стінкою та існуючим будинком та без захисного екрану. Котлован розроблявся на глибину 6м. Палі огороження котловану діаметром 620мм, кроком 1.5м, довжиною 12м (рис.2.20). Відстань між котлованом та існуючою триповерховою будівлею 2м. Захисний екран влаштовується на відстані 1м між будівлею та котлованом. Палі захисного екрану діаметром 159мм, кроком 0.3м. В якості основи слугує пісок дрібний, середньої щільності із наступними характеристиками: $E=25\text{МПа}$; $\varphi=32^\circ$; $c=2\text{кПа}$, $\gamma=17.8\text{кН/м}^3$.

При вирішенні подібних задач інтерес викликають не тільки зусилля, які виникають в огороженні котловану, але і кількісна зміна НДС ґрунтового масиву.

Розрахунок виконувався поетапно. На першому етапі було створено початковий природний напружено-деформований стан ґрунтового масиву. На наступному етапі передавалось експлуатаційне навантаження на фундаментні конструкції будинку, після чого обнулялись отримані деформації. Далі виконувались влаштування паль та поетапна розробка котловану (частинами глибиною по 2м), шляхом видалення із розрахункової моделі частини об'ємних елементів котловану.

При моделюванні розрахункової схеми буди призначені обмеження переміщень в горизонтальному напрямку (по осях X і Y) на бічних вертикальних гранях області, а також накладалось обмеження по всіх напрямках на нижній горизонтальній грані. Скінченно-елементні моделі представлені на рис.34.

Поведінка ґрунтового масиву моделювалась за допомогою моделі Hardening Soil. Для моделювання роботи матеріалів палів та фундаментних конструкцій будинку використовувалась лінійно-пружна модель із характеристиками: $E=30\text{МПа}$; $\gamma=25\text{кН/м}^3$; $\nu=0.167$. Фундамент будинку стрічковий шириною 1м, із середнім тиском під подошвою $\sigma=200\text{кПа}$.

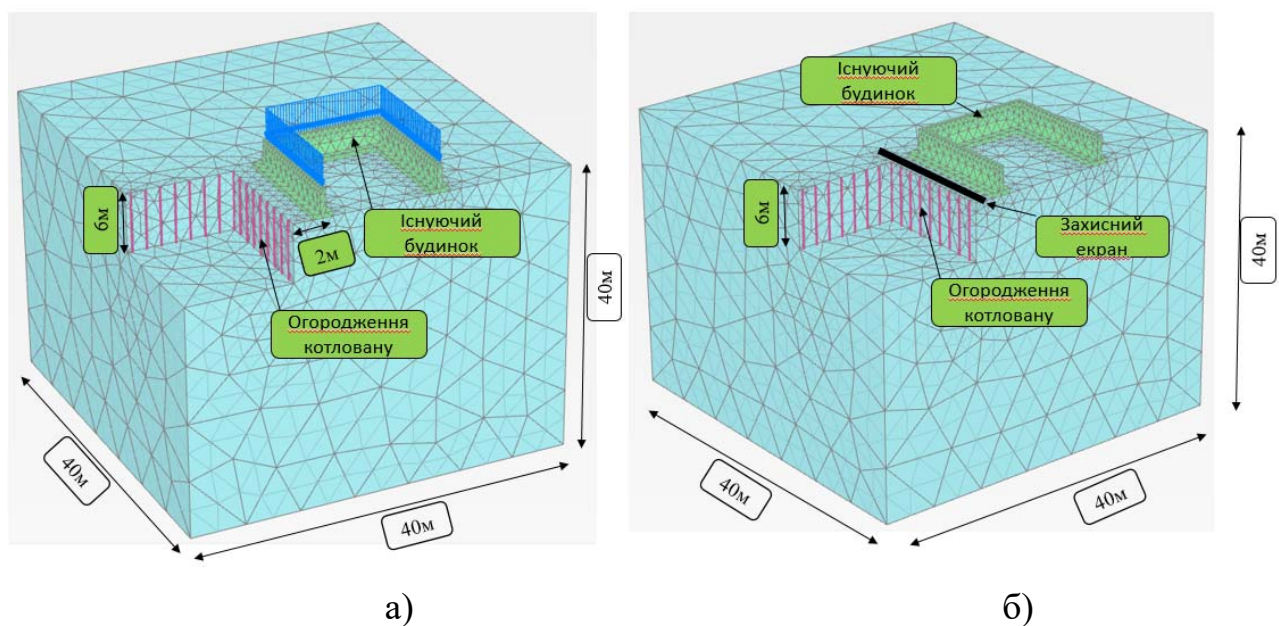


Рис.2.20. Скінченно-елементна модель системи «котлован-оточуюча забудова»: а) без захисного екрану; б) із захисним екраном

Результати числового моделювання показують, що відкопка глибокого котловану у безпосередній близькості до існуючої будівлі значно змінює її попередньо сформований напружено-деформований стан (НДС). Осідання фундаменту зростає на 40%. Крім вертикальних переміщень з'являються також горизонтальні, що в свою чергу призводить до появи тріщин в надземних конструкціях будинку. За таких умов виникає необхідність обмежити область ґрунтового масиву, в якому виникають зміни НДС внаслідок будівництва підземних приміщень, від основи, де зосереджені фундаменти оточуючої

забудови, що можна виконати за рахунок влаштування інженерного захисного екрану із паль маленького діаметру.

При порівнянні результатів зміни НДС із захисним екраном та без нього виявлено, що змінюється область розповсюдження впливу відкопування котловану. Екран виступає в ролі відсічної конструкції, що дає змогу відділити зони деформації котловану та існуючий НДС будинку. Дана картина спостерігається як при вертикальних, так і при горизонтальних деформаціях розрахункової області (рис.2.21; 2.22). У відсотковому відношенні вертикальні переміщення фундаментів існуючої будівлі при наявності відсічного екрану зменшуються на 10%, в той же час горизонтальні деформації на 32%.

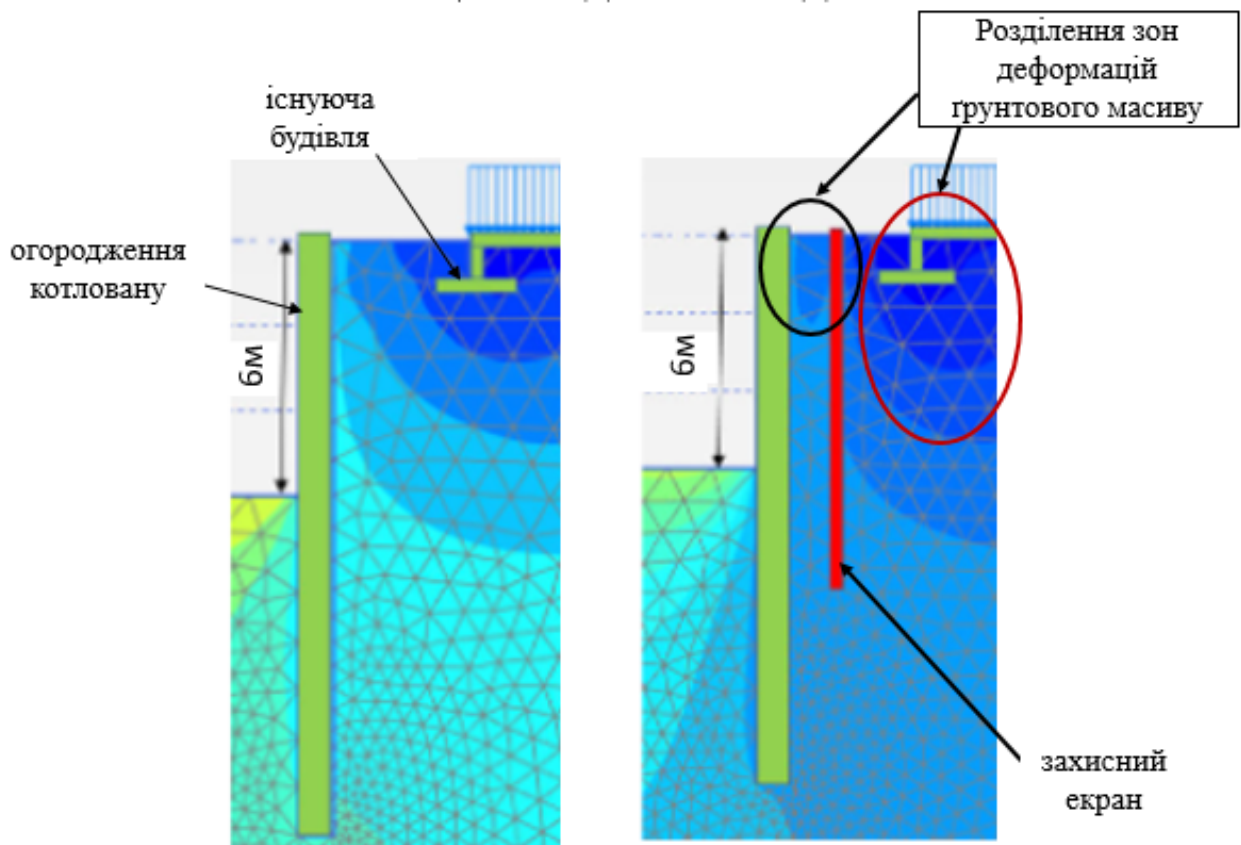


Рис. 2.21. Ізополя деформацій (2D):

а) без захисного екрану; б) із захисним екраном

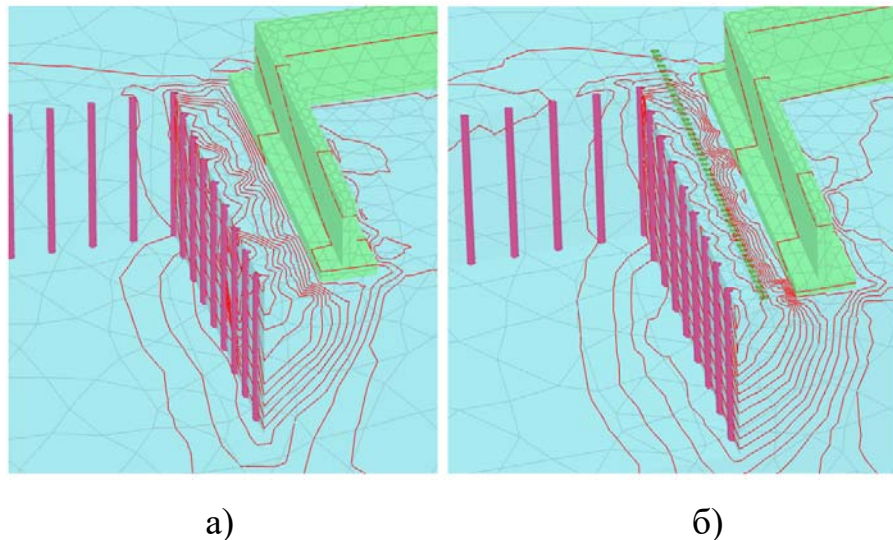


Рис. 2.22. Характер розсіювання горизонтальних деформацій (3D):
а) без захисного екрану; б) із захисним екраном

2.4. Висновки до розділу 2.

1. Застосування методу числового моделювання дає змогу досліджувати зміну напружено-деформованого стану системи «грунтова основа - інженерний захисний екран - оточуюча забудова».

2. Виявлено, що при виборі моделі ґрунтової основи доцільно використовувати нелінійні моделі, що базуються на теорії пластичної течії при неасоційованому законі деформування.

3. За результатами числового моделювання виявлено, що найменша розбіжність результатів між моделюванням і експериментальними даними склала 7% і зафіксована при використанні моделі Hardening Soil Model, що дає змогу впевнитись у достовірності результатів при подальших розрахунках. При використанні моделей з критеріями міцності Кулона-Мора та Друкера-Прагера відхилення між натурними значеннями деформацій склала від 53 до 28% відповідно.

4. Застосування моделі HSM є ефективним в задачах із глибокими котлованами і великою кількістю етапів розрахунку, де напружений стан постійно змінюється. Модель дозволяє враховувати зміну жорсткості при зміні

рівня напружень, що особливо важливо в дослідженні впливу нового будівництва на оточуючу забудову.

5. Виявлено, що влаштування глибокого котловану у безпосередній близькості до існуючої будівлі значно змінює її попередньо сформований напружено-деформований стан (НДС). В конкретному випадку переміщення фундаменту зросло близько 40%.

6. Для відділення зони деформації котловану та існуючого напружено-деформованого стану будинку ефективно можна використовувати інженерний захисний екран із паль малого діаметру. Дана конструкція дала змогу скоротити осідання фундаментів будівлі на 32%.

РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПАРАМЕТРІВ ІНЖЕРНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ЕФЕКТИВНІСТЬ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ В УМОВАХ ЩІЛЬНОЇ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ.

3.1. Напружено-деформований стан інженерних захисних конструкцій в залежності від їх параметрів.

Проведено моделювання напружено-деформованого стану підпірної стіни котловану при різних діаметрах та зміні кількості рядів паль. Розрахунки напружено-деформованого стану захисних конструкцій спільно з ґрунтовою основою виконувалось за допомогою методу скінченних елементів для горизонтального навантаження на 1м.п. підпірної стіни (задача плоскої деформації).

Розв'язувались 4 варіанти задачі:

V1 – підпирна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в один ряд;

V2 - підпирна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в один ряд;

V3 - підпирна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в два ряди;

V4 - підпирна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в два ряди;

Ділянка майбутнього будівництва являє собою майданчик із абсолютними відмітками поверхні землі, що коливаються від 171.8 до 160.57 м. Проектом передбачено спорудження на даній ділянці висотного багатоповерхового житлового комплексу.

Для виконання робіт по будівництву та подальшій експлуатації житлових будинків запроектовано захист території від зсувних процесів за допомогою підпирних стін із буронабивних паль, довжиною 13.5м, об'єднаних залізобетонним монолітним ростверком (рис.3.1).

Майданчик під будівництво житлового комплексу знаходиться на древньозсувному схилі балки.

Максимальна відмітка розробки котловану передбачена проектом після влаштування паль та ростверків – 157,8. Загальна глибина котловану складає 6,17м (рис.3.2).



Рис.3.1. Будівельний майданчик.

Геологічна будова майданчику до розвіданої глибини 35.0 м складається з комплексу еолово-делювіальних та водно-льодовикових відкладів, представлених пісками, супісками та суглинками, вище яких знаходиться насипний ґрунт (табл.3.1). Під четвертинними відкладами знаходяться: строкаті глини, суглинки, супіски, піски новопетрівського регіоярису.

Згідно інженерно-геологічних вишукувань підземні води в період вишукувань на майданчику під будівництво житлового комплексу зустрінуті на глибині 1.0 – 10.0 м, на абсолютних відмітках 158.90 – 155.80 м і приурочені до водно-льодовикових відкладів. Глина ІГЕ – 6 являє собою надійний водотривкий шар для водоносного горизонту. Горизонт не напірний.

За результатами інженерно-геологічних вишукувань ґрунтова основа складається з таких інженерно-геологічних елементів (рис. 3.2):

ІГЕ -1а Насипний ґрунт – супісок від твердої до пластичної консистенції;

ІГЕ-2 Супісок, пластичний;

ІГЕ-3 Пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеню водонасичення;

ІГЕ-4 Суглинок, м'якопластичний;

ІГЕ-6 Глина, напівтверда;

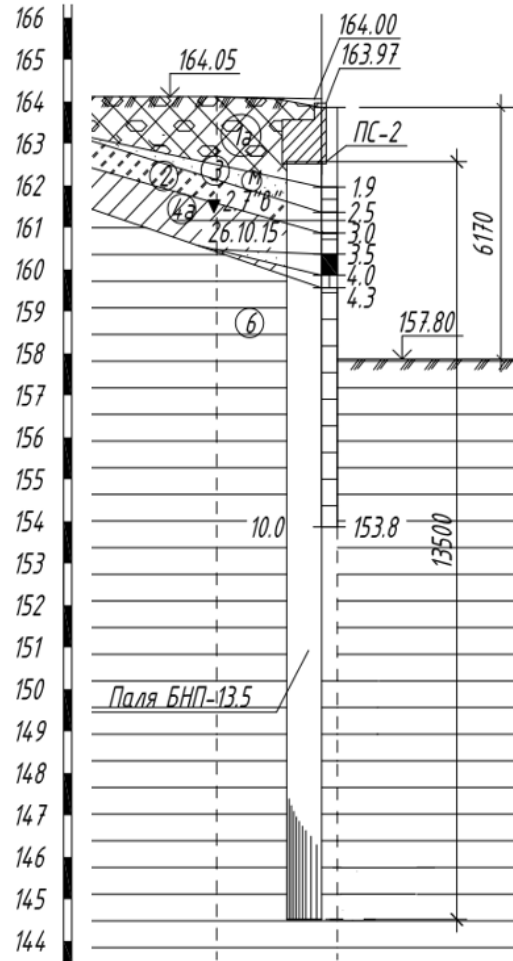


Рис.3.2. Посадка підпірної стіни на інженерно-геологічний розріз.

ІГЕ	Щільність грунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
1a	1,79	0,136	0,68	26	15	16
2	1,83	0,14	0,65	26	18	24
3	1,72	0,09	0,67	31	2	23
4	1,91	0,21	0,7	17	31	14
6	1,97	0,25	0,72	14	80	28

Табл.3.1. Фізико-механічні характеристики ґрунтів експериментального майданчика №1 за даними інженерно-геологічних вишукувань.

Розрахунки напружено-деформованого стану захисних конструкцій спільно з ґрунтовою основою виконувались методом скінченних елементів для горизонтального навантаження на 1м.п. підпірної стіни (задача плоскої деформації).

На рис. 3.3 і рис. 3.4 приведені розрахункові схеми, що включають ґрунтову основу потужністю 50м, підпірні стіни (ПС) в один та два ряди із паль кроком 1.0м, довжиною 13,5м. Характеристики жорсткості паль підпірних стін були приведені з розрахунку на 1м.п. Розміри розрахункової області складають 50×90м. Нижня частина розрахункової схеми, на відстані 20м від підшви палі підпірної стіни обмежена площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень. По бічних площинах на основу накладені в'язі, що перешкоджають тільки нормальним до площин переміщенням.

В розрахунок включено 8-м етапів монтажу та демонтажу. На основі попередніх розрахунків був здійснений підбір розмірів сітки скінченних елементів з метою зменшення впливу граничних умов на дослідну частину підпірної стіни, а також забезпечення заданої точності отриманих результатів. Таким чином ґрунтовий масив розбивався з кроком сітки 1.0м, а навколо паль підпірних стін з кроком 0.5м.

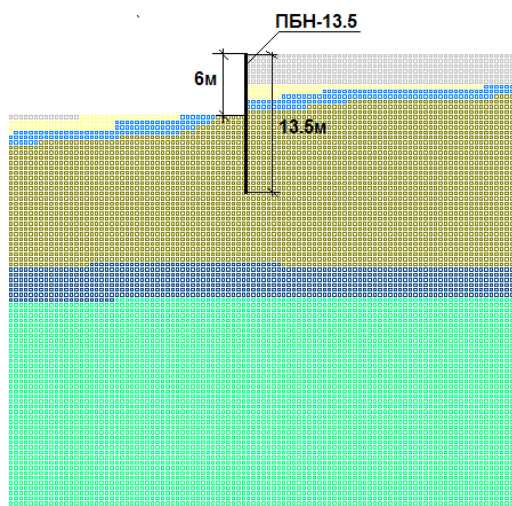


Рис.3.3. Розрахункова схема при розташуванні паль в один ряд.

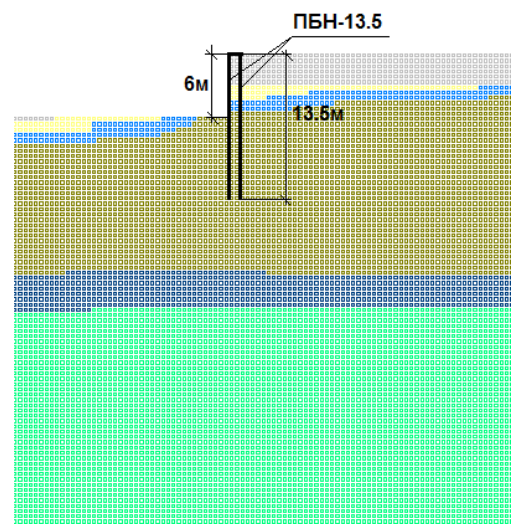


Рис.3.4. Розрахункова схема при розташуванні паль в два ряди.

Розв'язувалось 4 варіанти задачі:

В1 – підпірна стіна із палей довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в один ряд;

В2 - підпірна стіна із палей довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в один ряд;

В3 - підпірна стіна із палей довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в два ряди; В4 - підпірна стіна із палей довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в два ряди;

Розрахунок проводився із врахуванням формування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в процесі влаштування підпірної стіни. При цьому порівнювались горизонтальні переміщення верху палей та згинальні моменти.

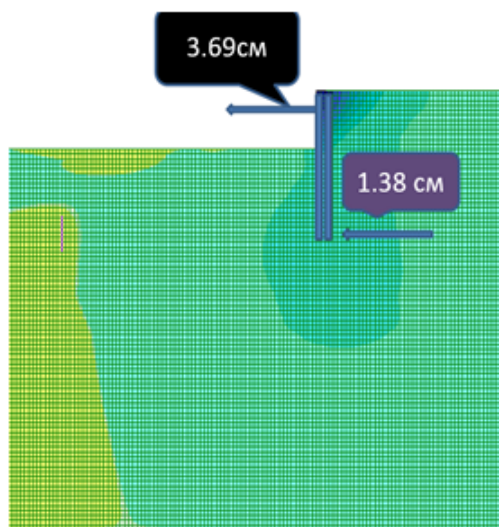


Рис.3.5. Горизонтальні переміщення в підпірній стіні В3 із палей – ПБН-13.5-42 в два ряди

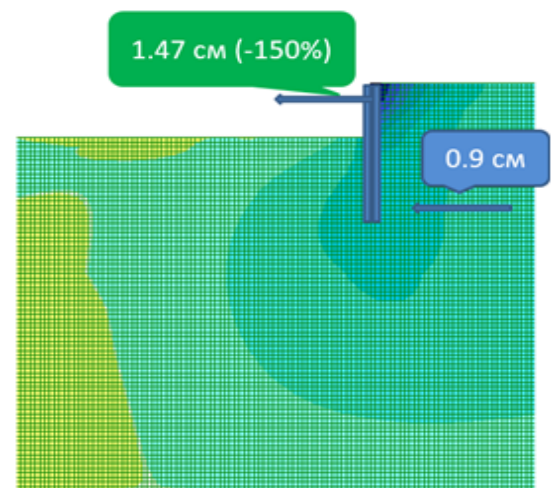


Рис.3.6. Горизонтальні переміщення в підпірній стіні В4 із палей – ПБН-13.5-62 в два ряди

Порівняння горизонтальних переміщень при варіантах В3 (палі $d=420$ мм в два ряди) (рис. 3.5) та В4 (палі $d=620$ мм в два ряди) (рис.3.6) показало, що збільшення діаметру палей знижує переміщення в 2.5 рази, а згинальні моменти при цьому у варіанті з більшим діаметром зростають на 10% - 34% (рис.3.7; 3.9).

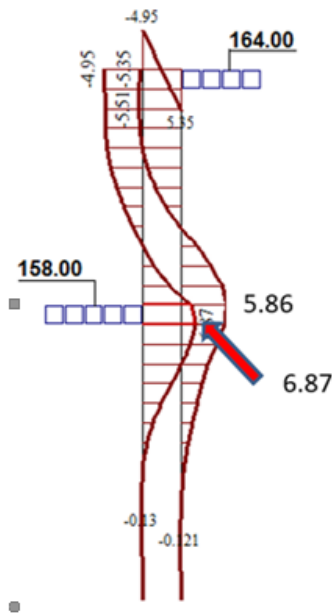


Рис.3.7. Епюра згинальних моментів в підпірній стіні В3 із паль – ПБН-13.5-42.

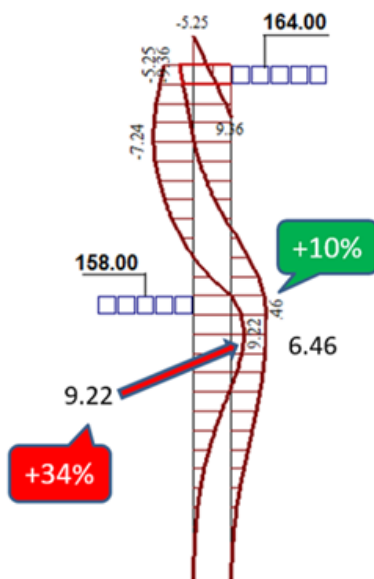


Рис.3.9. Епюра згинальних моментів в підпірній стіні В4 із паль – ПБН-13.5-62.

При розв'язанні задачі виявилось, що при даних навантаженнях варіант В1 із паль діаметром 420мм, розташованих в один ряд, не задовольняє умовам другого граничного стану, горизонтальні переміщення склали більше 10см.

При порівнянні варіантів В2 (палі $d=620\text{мм}$ в один ряд) (рис.3.8) та В3 (палі $d=420\text{мм}$ в два ряди) (рис. 3.10) встановлено, що використання дворядної стінки

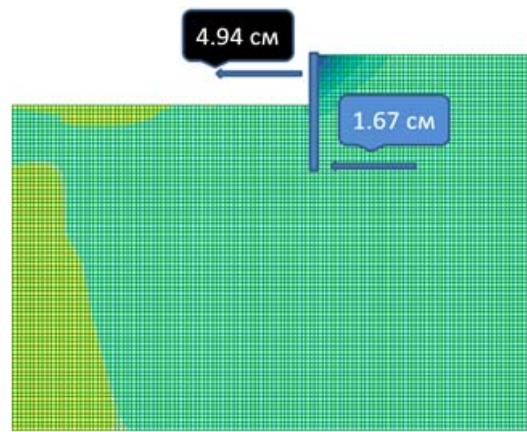


Рис.3.8. Горизонтальні переміщення в підпірній стіні В2 із паль – ПБН-13.5-62 в один ряд.

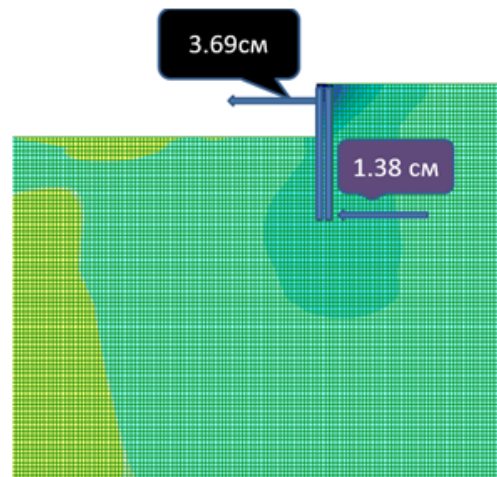


Рис.3.10. Горизонтальні переміщення в підпірній стіні В3 із паль – ПБН-13.5-42 в два ряди.

із паль меншого діаметру призводить до зниження значень горизонтальних переміщень на 34%.

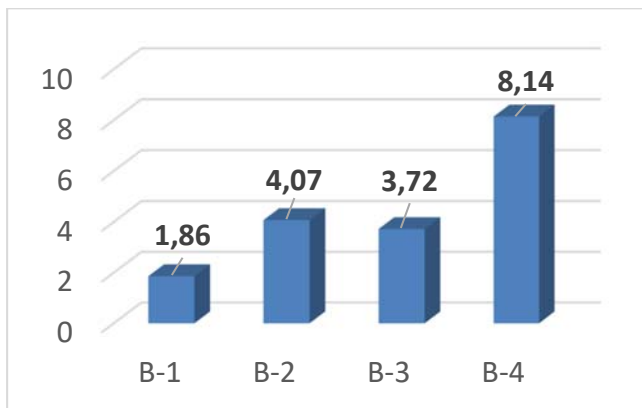


Рис.3.11. Графік витрат бетону на одну палю, м³.

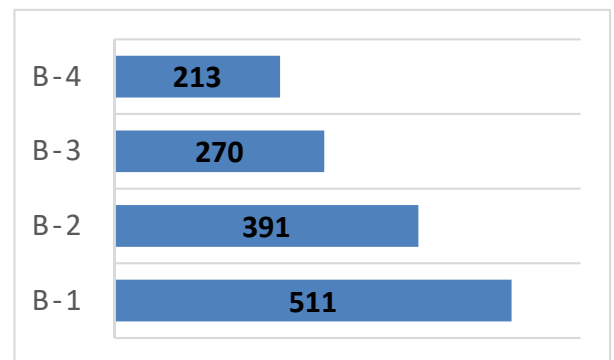


Рис.3.12. Графік витрат арматури на одну палю, кг.

Зважаючи, на порівняння витрат матеріалів (рис. 3.11; 3.12) на різні варіанти підпірних стін в даному випадку найбільш ефективним виявилось застосування конструктивного рішення підпірної стіни із паль $d=420\text{мм}$, що розташовані у два ряди у порівнянні із однорядним розташуванням паль $d=620\text{мм}$.

3.2. Дослідження впливу відстані між інженерними захисними конструкціями та існуючою забудовою при формуванні напружено-деформованого стану системи «грунтовий масив – інженерні захисні конструкції – існуюча будівля»

Будівництво об'єктів із підземними приміщеннями в щільно забудованій території потребує влаштування глибокого котловану, яке повинно відбуватись із умов збереження в початковому стані оточуючої забудови. Для цього необхідно виконати прогноз впливу відкопування котловану на напружено-деформований стан цієї забудови. Важкість виконання такого прогнозу полягає в тому, що необхідно враховувати багато вихідних даних: конфігурацію і стан оточуючої забудови, параметрів котловану, навантаження від існуючих будівель, нерівномірне залягання ґрунтів, поетапність проведення будівельних робіт. Моделювання таких складних геотехнічних процесів потребує одночасного

врахування багатьох факторів, що може бути досягнуто лише за допомогою використання методу скінченних елементів.

Об'єкт будівництва – багатоповерховий житловий комплекс, що складається із п'яти секцій, розташованих на схилі, по контуру озера (рис.3.13) в м. Києві.

Оточуюча забудова представлена двома п'ятиповерховими будинками, що знаходяться на відстані 20м від огороження котловану (рис.50). Будинки безкаркасні із цегляними несучими поздовжніми зовнішніми і внутрішніми стінами, на стрічкових фундаментах із залізобетонних фундаментних блоків, частково бутові, з підвальним приміщенням, зі збірним залізобетонним перекриттям, укладеним на поздовжні і внутрішню стіни. Стійкість будівель в поздовжньому і поперечному напрямках забезпечується спільною роботою зовнішніх і внутрішніх стін, а також збірним залізобетонним перекриттям.

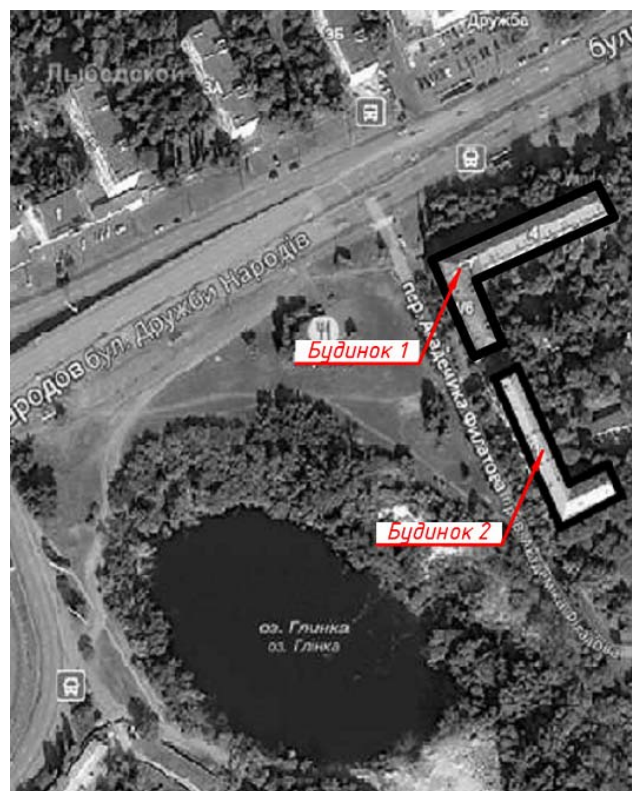


Рис.3.13. Схема ділянки будівництва

У якості виконання комплексу заходів з інженерної підготовки та захисту території по забезпеченню стійкості схилу на ділянці відведеній під будівництво проектом передбачено влаштування каскаду з трьох рівнів підпірних стін (на

окремих ділянках двох та одного ряду). Палі всіх підпірних стіни виконуються буронабивними діаметром 820мм змінної довжини від 23м до 28м.

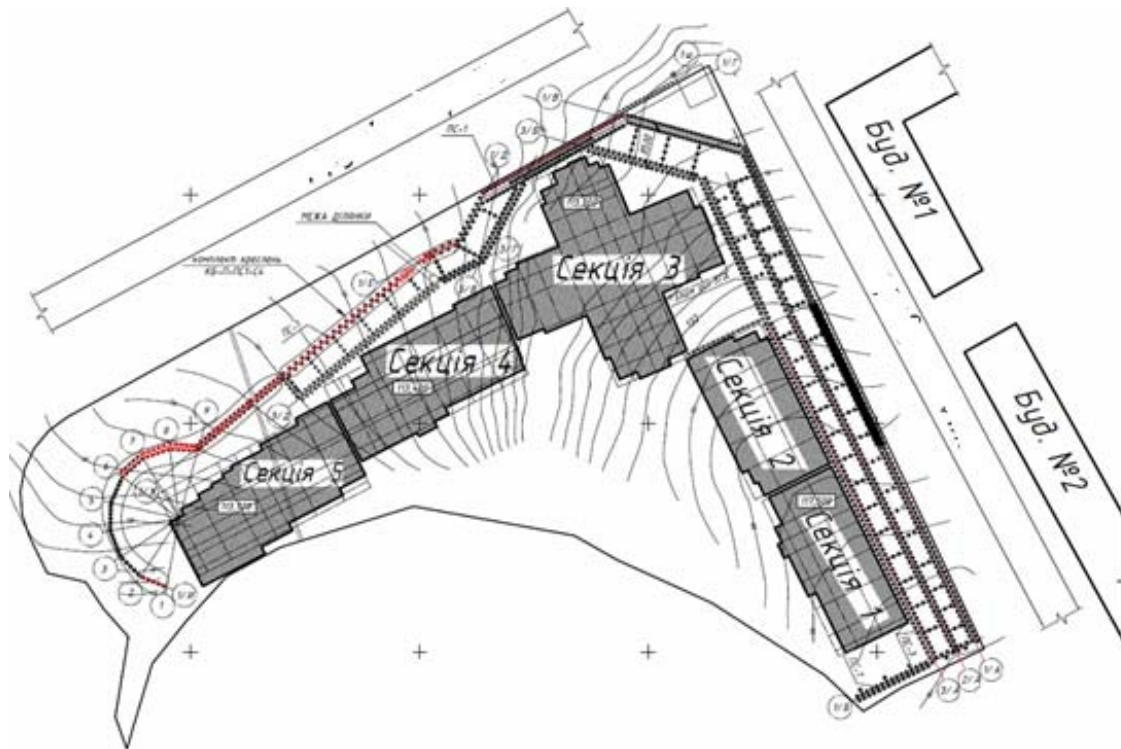


Рис. 3.14. План розташування секцій, утримуючих конструкцій та оточуючої забудови

Інженерно-геологічні майданчику умови складні (рис.3.15). За даними топографічного плану та звіту про інженерно-геологічні вишукування максимальний перепад відмітки поверхні нагірної частини ділянки будівництва складає 24м.

В геологічній будові з поверхні території переважають насипні ґрунти супіски, суглинки з домішками будівельного сміття до 35%, значний ґрунтово-рослинний шар та торф. Нижче насипних ґрунтів залягають піщані та супіщано-суглинисті ґрунти, мергельні глини та піски. Гідрогеологічні умови ділянки будівництва характеризуються наявністю декількох водоносних горизонтів.

В межах ділянки будівництва спостерігаються активні зсувні процеси, що виникають в результаті суфозійного вимивання мілких часток породи при вклинюванні на схилах ґрунтових вод першого водоносного горизонту.

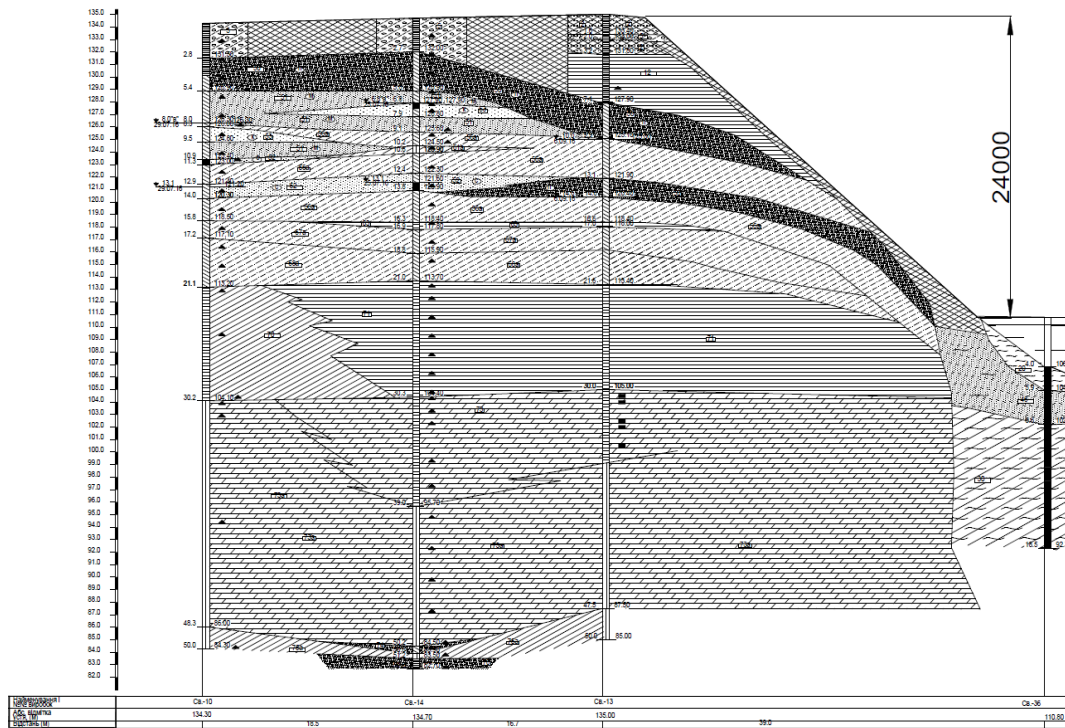


Рис. 3.15. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 3.2. Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ ІГЕ	Опис ґрунтів	Щільність, г/см ³	Модуль деформації, Мпа	Кут вн. тертя, град	Питоме зчеплення, кПа	Коеф. фільтр., м/добу
14	Ґрунтово-рослинний шар засипаний	1.9	5	9	10	-
18	Торф середнього ст. розкладення	1.14	6	10	20	0.5
55	Супісок твердий	2.0	19	28	17	0.5
56	Супісок пластичний	1.86	20	26	16	0.6
57a	Супісок пластичний	2.02	17	24	13	0.8
67a	Супісок пластичний	2.04	21	25	14	0.2
70	Суглинок напівтвердий	2.0	19	24	23	0.2
71	Глина напівтверда	1.95	30	22	60	0.01
73	Глина напівтверда	1.97	31	19	60	0.01

Палі підпірної стіни ПС-1 розміщені в шаховому порядку з відстанню між палями в ряду 1,8м та між рядами палей 0,9м. Це забезпечує підвищення просторової жорсткості конструкції підпірної стіни та забезпечує пропуск ґрунтової води між палями без підняття рівня ґрунтових вод за стіною та можливість виконання заходів по дренажу ґрунтових вод в зоні підпірної стіни. В верхній частині палей підпірної стіни об'єднані монолітним залізобетонним ростверком висотою 1200мм, що забезпечує сумісну роботу палей.

Між палями влаштовується монолітна залізобетонна стіна-забірка. Максимальна відмітка розробки котловану передбачена проектом складає 127,5.

Палі підпірної стіни ПС-2 розміщені в шаховому порядку з відстанню між палями в ряду 1,8м та між рядами палей 1м. Додатково з кроком 6...7м між палями підпірних стіни ПС-1 та ПС-2 влаштовуються по 3 палі перпендикулярно до основних палей підпірних стін. По цих палях в подальшому влаштовується стіна-контрфорс товщиною 500мм, що впираються у стіни підпірну стіну ПС-1.

У верхній частині палей підпірної стіни ПС-2 об'єднані залізобетонним ростверком товщиною 1200мм, що забезпечує сумісну роботу палей. Між палями ПС-2 влаштовується монолітна залізобетонна стіна-забірка. Максимальна відмітка розробки котловану передбачена проектом після влаштування палей та ростверків ПС-2 - 118,2.

Після розробки ґрунту біля ПС-1 та ПС-2 виконується підпірна стіна ПС-3 з абсолютної позначки близько 122,8 та з позначки 118,8.

Палі підпірної стіни ПС-3 розміщені в два ряди з відстанню між палями в ряду 1,2м та між рядами палей 1,2м. Довжина палей 23м.

Додатково з кроком 6...7 м між палями підпірних стіни ПС-2 та ПС-3 влаштовуються палі перпендикулярно до основних палей підпірних стін. По цих палях в подальшому влаштовується стіна-контрфорс товщиною 500мм.

У верхній частині палей підпірної стіни ПС-3 об'єднані монолітним залізобетонним ростверком товщиною 1200мм. Між палями ПС-3 влаштовується монолітна залізобетонна стіна-забірка. Максимальна відмітка розробки

котловану передбачена проектом після влаштування паль та ростверків ПС-3 сягає 117,5, Загальна глибина котловану складає 18м (рис. 3.16).

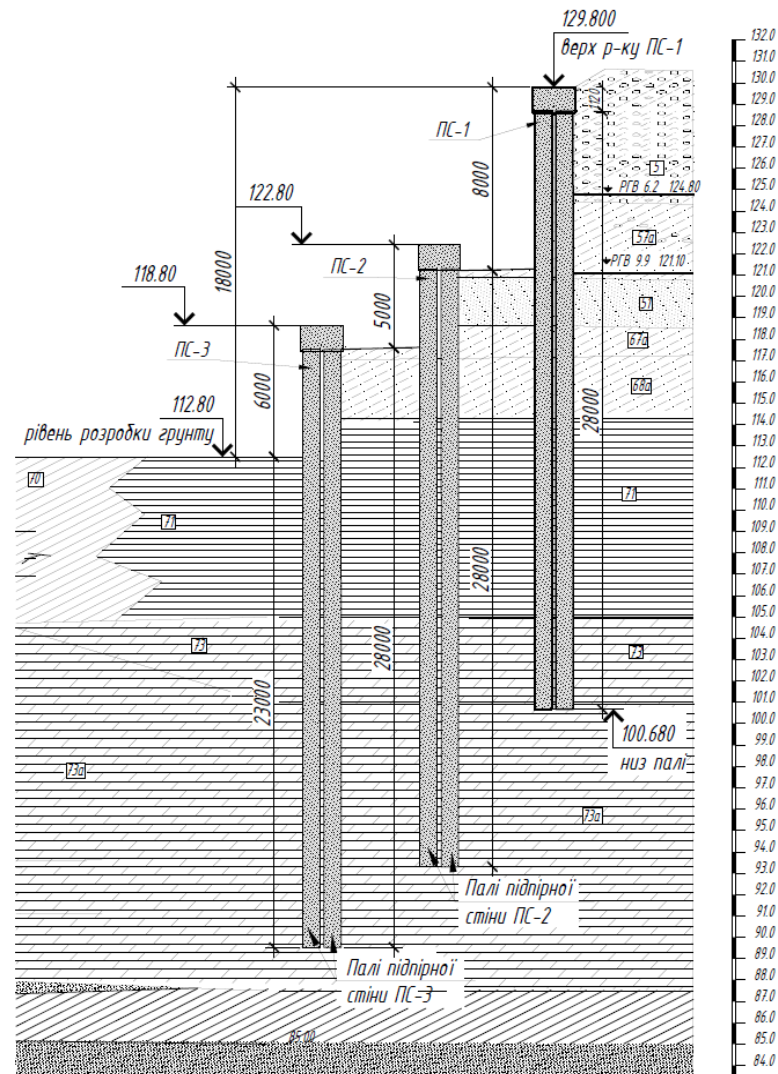


Рис. 3.16. Характерний розріз по підпірних стінах

Числове моделювання напружено-деформованого стану захисних конструкцій котловану спільно з ґрунтовим масивом проводилось за допомогою методу скінченних елементів, що дало змогу врахувати в розрахунках складні властивості ґрунтів, а також визначити напруження і переміщення в усіх елементах системи на всіх етапах розробки ґрунту. При цьому ґрунтовий масив розглядався, як суцільне нелінійне середовище. Задача розв'язувалась в плоскій постановці. Розрахунок проводивсь у 8 етапів.

На рис.3.17. приведена розрахункова схема, яка включає ґрунтову основу потужністю 50м, три яруси підпірних стін (ПС) із паль кроком 1.2м, довжиною 28м в ПС-1 і ПС-2, та 23 в ПС-3, а також фундамент існуючої будівлі із

приведеним навантаженням від надземної частини. Характеристики жорсткості паль підірних стін були приведені з розрахунку на 1м.п. Розміри розрахункової області складають 50×80м. Нижня частина розрахункової схеми, на відстані 20м від подошви палі підірної стіни обмежена площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень. По бічних площинах на основу накладені в'язі, що перешкоджають тільки нормальним до площин переміщенням. Для підірних стін прийняті розрахункові жорсткості: $EI=5.54 \times 10^5$ кН · м²/м, $EA=1.73$ кН/м.

Розв'язувались 4 варіанти задачі:

- В1 – підірні стіни без оточуючої забудови;
- В2 – підірні стіни з існуючим будинком на відстані 20м;
- В3 – підірні стіни з існуючим будинком на відстані 10м;
- В4 – підірні стіни з існуючим будинком на відстані 5м;

Розрахунок проводився із врахуванням формування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в процесі влаштування підірної стіни.

При цьому порівнювались горизонтальні переміщення верху палі підірних стін, згинальні моменти, а також вертикальні переміщення фундаменту існуючого будинку.

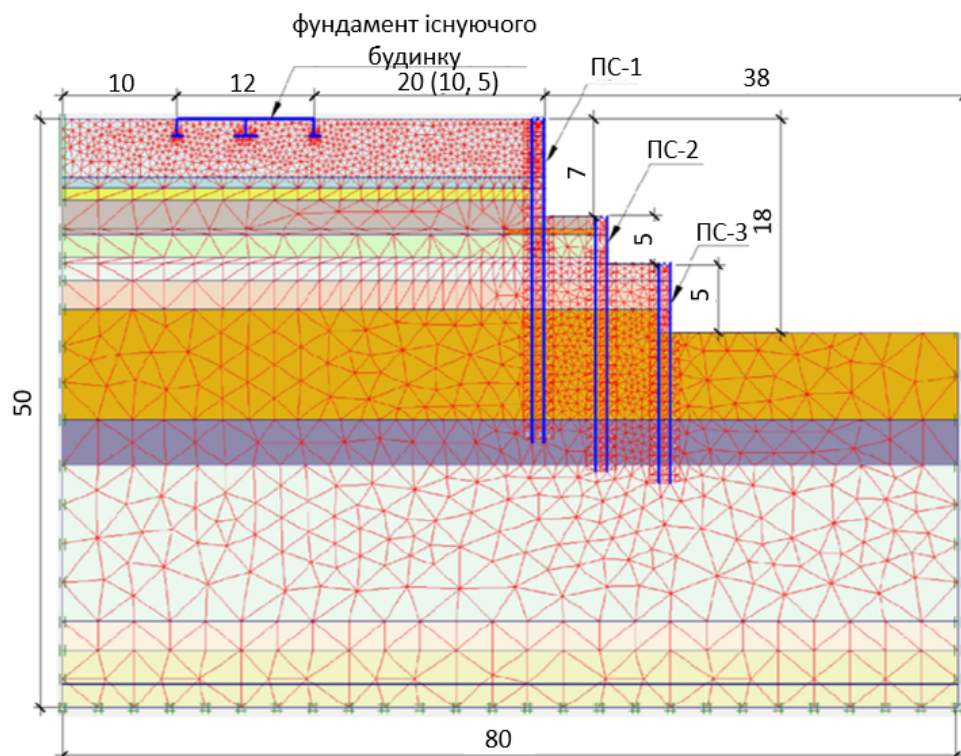


Рис. 3.17. Розрахункова схема

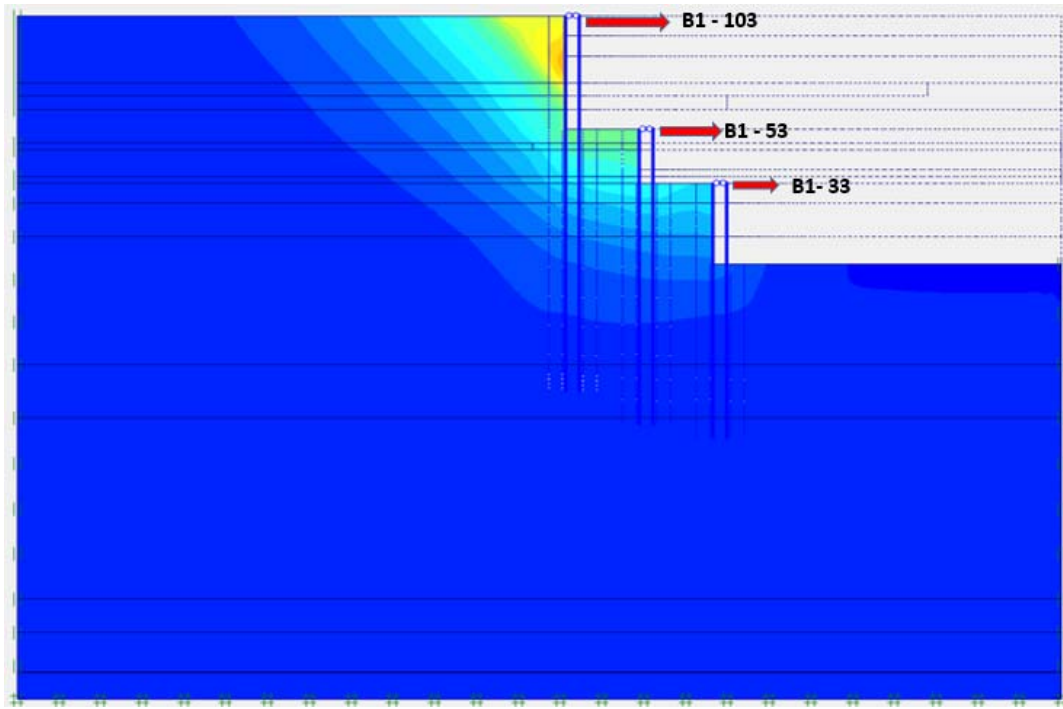


Рис. 3.18. Горизонтальні деформації огороження котловану без будинку (мм)

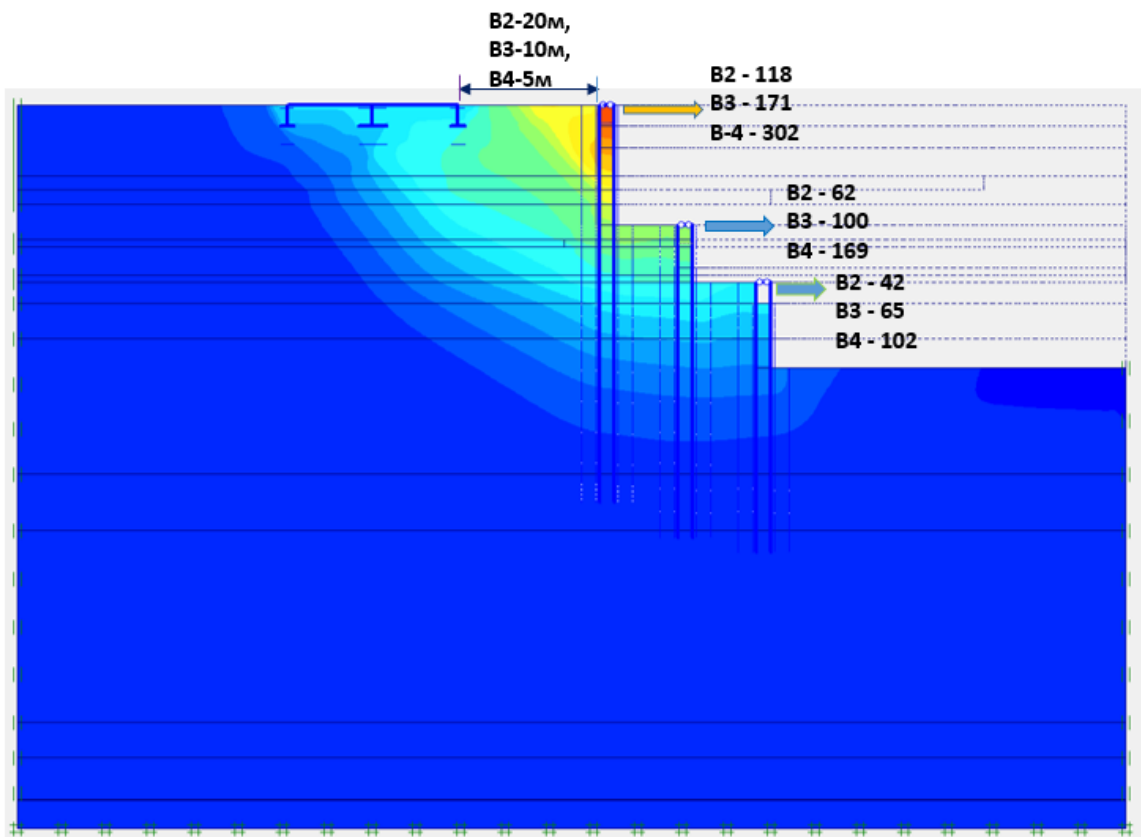


Рис. 3.19. Горизонтальні деформації огороження котловану з будинком (мм)

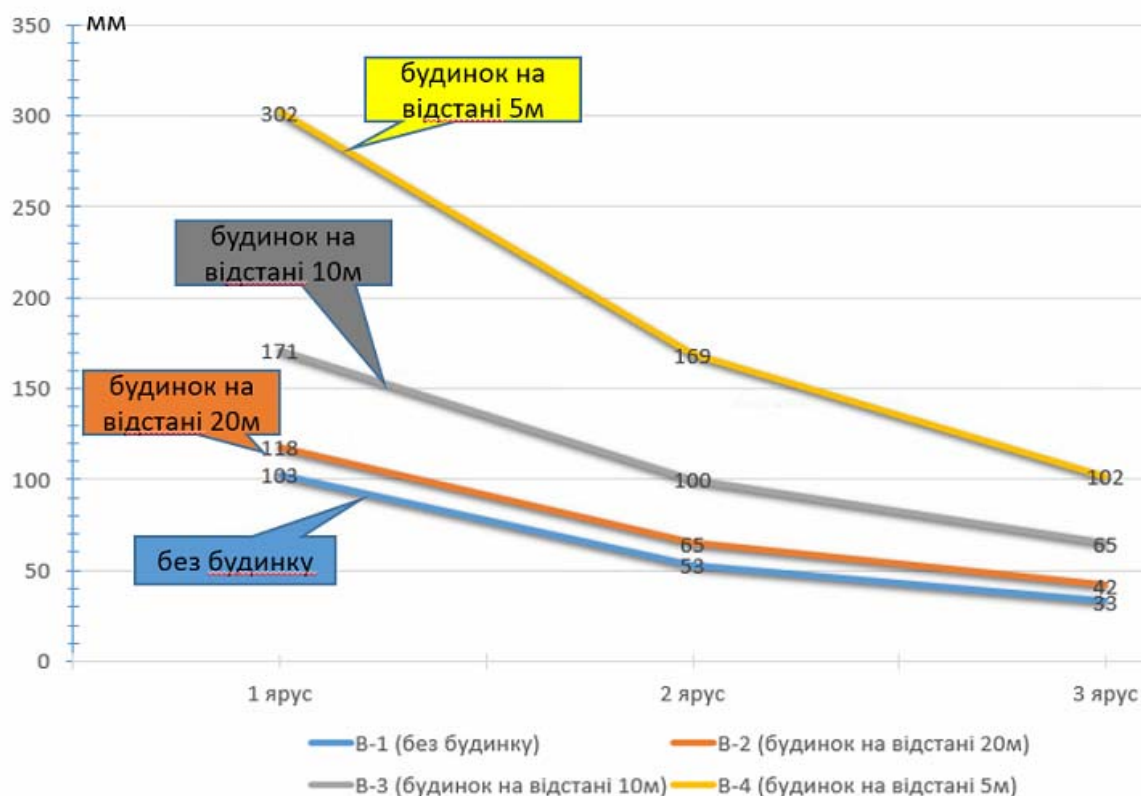


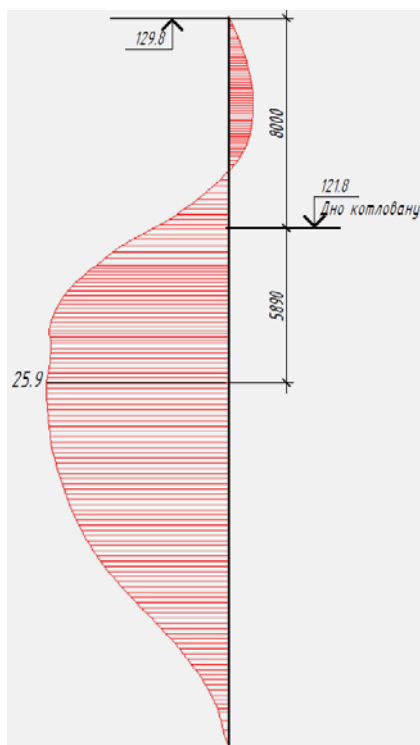
Рис. 3.20. Графік залежності переміщень ярусів підпірної стіни від відстані до будинку

На рис. 3.18 вказані значення горизонтальних переміщень верху підпірних стін без будинку, на рис. 3.19 – з будинком на відстані 20, 10 та 5 м відповідно. Зменшення відстані між будинком і підпірною стіною спричиняє суттєву зміну горизонтальних переміщень. На рис. 3.20 приведено графік, який показує зміну переміщень ярусів підпірної стіни в залежності від відстані до будинку. Збільшення переміщень коливається в межах від 12 до 70%. Максимальне значення спостерігається у варіанті В4 при відстані 5м.

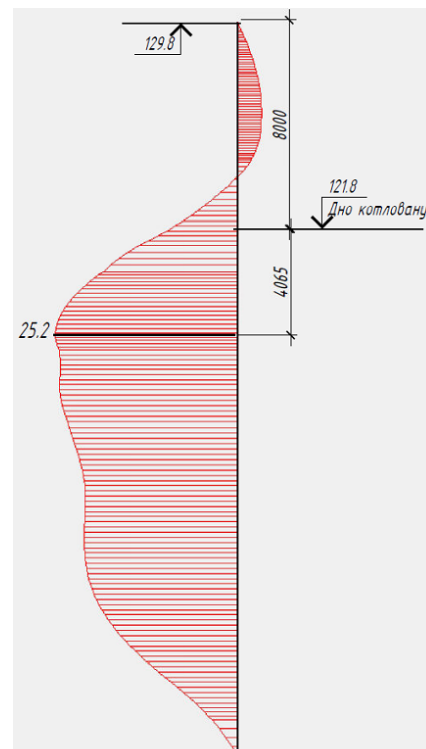
Аналіз зміни згинальних моментів вказує на те, що зменшення відстані призводить як до кількісної так і до якісної зміни епюри моментів. Дану зміну приведено на рис. 3.21, на якому показано епюри моментів в першій від будинку палі при різних варіантах розташування будинку. Така ж ситуація спостерігається в палях інших двох ярусів підпірних стін. Так при варіантах В3 і В4 згинальні моменти зростають на 26% і 60% у порівнянні із В1 і В2. Незначна зміна моментів у варіантах В1 і В2 вказує на те, що існуюча будівля на відстані

20м від котловану не потрапила в зону формування поверхні ковзання схилу. Зі зменшенням відстані до 10 і 5м спостерігається інша картина: характер епюри змінюється разом із кількісними значеннями моментів, а також їх максимальні значення формуються на інших позначках. Це пояснюється тим, що близьке розташування будівлі біля котловану спричиняє її входження в зону формування поверхні ковзання. Цей процес чітко спостерігається на рис.3.19.

Аналіз напружено-деформованого стану існуючого будинку показав, що в фундаментних конструкціях, при зменшенні відстані до котловану, фіксується зростання додаткових осідань. Спостерігається збільшення вертикальних деформацій на 30-40%. Така ситуація вимагає додаткових заходів зменшення впливу влаштування котловану. У даному випадку найбільш раціональним розташуванням існуючої будівлі буде, коли глибина котловану дорівнюватиме відстані між будинком і гранню конструкції огороження котловану, так як будівля не потраплятиме в зону впливу нового будівництва.



а)



б)

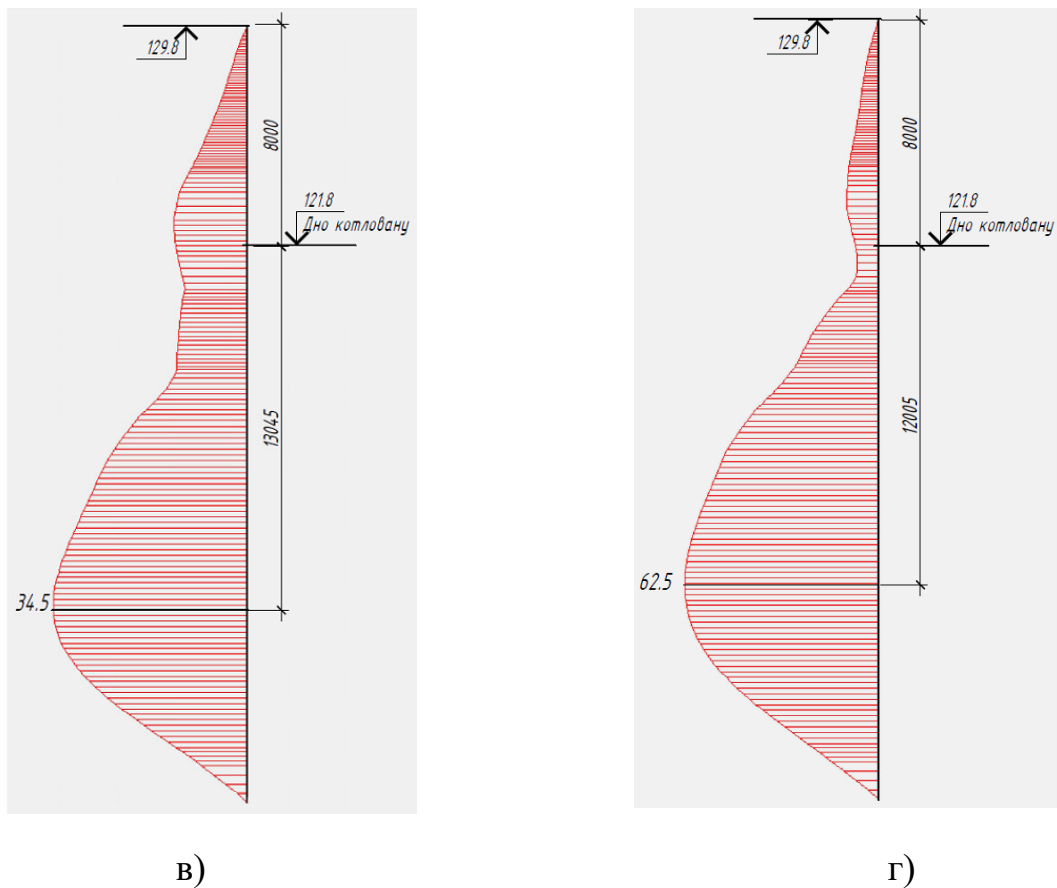


Рис. 3.21. Епюри згинальних моментів в першій від будинку палі(т*м): а) без будинку; б) будинок на відстані 20м; в) будинок на відстані 10м; г) будинок на відстані 5м;

3.3. Вплив фундаментів будинку на напружено-деформований стан захисних конструкцій.

Розрахунок та проектування утримуючих конструкцій глибокого котловану в щільній забудові потребує врахування багатьох вихідних даних: конфігурацію і стан оточуючої забудови, геометричні розміри в плані та глибина розробки котловану, навантаження від існуючих будівель, нерівномірне залягання ґрунтів, поетапність проведення будівельних робіт. Також важливим фактором є тип фундаментних конструкцій, що зводяться в котловані.

Різні типи фундаментів будівлі по-різному впливають на внутрішні зусилля та переміщення в утримуючих конструкціях котловану. Моделювання таких складних геотехнічних процесів може бути досягнуто лише за допомогою використання методу скінченних елементів.

В рамках дослідження проводилось моделювання багатоповерхового житлового комплексу з підземним паркінгом. Ділянка майбутнього будівництва являє собою майданчик із абсолютними відмітками поверхні землі, що коливаються від 162.30 до 163.50 м.

Будинок розташовано в щільній міській забудові. За конструктивною схемою будинок каркасно-монолітний з несучими вертикальними елементами. Просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечується сумісною роботою вертикальних елементів каркасу (діафрагм жорсткості, колон), горизонтальних дисків перекриттів і фундаментної плити.

Під надземною частиною запроектовано чотирьохрівневу підземну автостоянку. Як наслідок, виникає необхідність розробки котловану. Максимальна відмітка розробки котловану передбачена проектом після влаштування паль та ростверків – 147,8. максимальна глибина відкопування якого складає 14,5м. Для забезпечення стійкості стінок котловану проектом передбачено влаштування утримуючих конструкцій із розкріпленням їх по висоті двома рівнями тимчасових горизонтальних розпірок. Розпірки, в свою чергу, демонтуються по мірі влаштування перекриттів підземної частини споруди.

Палі підпірної стінки виконуються із буронабивних паль діаметром 820мм, кроком 1.2м, довжиною 23м з армуванням круглими просторовими арматурними каркасами.

У верхній частині палі підпірної стіни об'єднані ростверком, що забезпечує їх сумісну роботу. Між палями влаштовується монолітна залізобетонна стіна-забірка.

Геологічна будова майданчику до розвіданої глибини 35.0 м складається з комплексу еолово-делювіальних та водно-льодовикових відкладів, представлених глинистими та піщаними ґрунтами (рис.3.22). За результатами інженерно-геологічних вишукувань ґрунтова основа складається з таких інженерно-геологічних елементів:

ІГЕ-1 – насипний ґрунт: супісок, суглинок із домішками будівельного сміття;

ІГЕ-2 – супісок пластичний;

ІГЕ-3 – глина тверда;

ІГЕ-4 – супісок твердий;

ІГЕ-5 – пісок дрібний, щільний, неоднорідний.

Водоносний горизонт зафіксовано на глибині 29.5-33.0м, що відповідає позначкам 130.3-132.6м. Водовмісним шаром є пісок дрібний (шар №5).

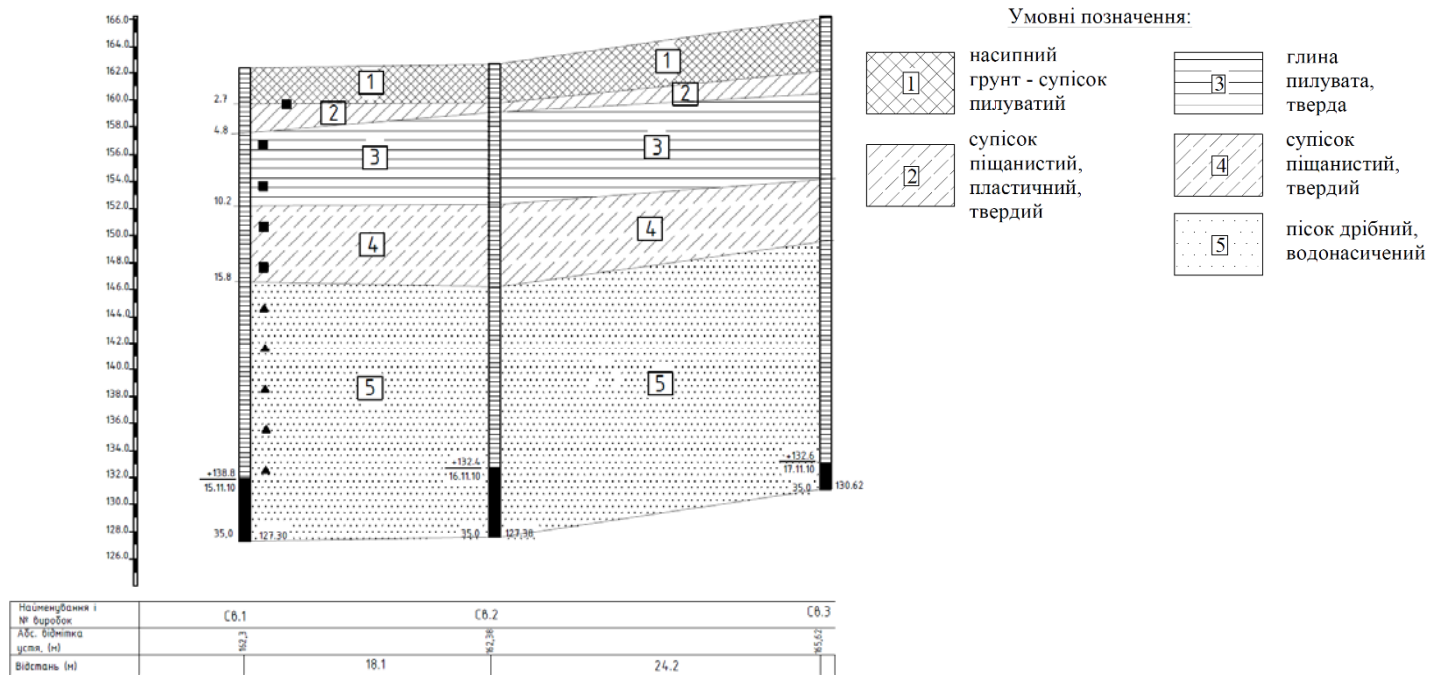


Рис.3.22.Інженерно-геологічний розріз майданчику будівництва

Табл. 3.3. Фізико-механічні характеристики ґрунтів ділянки будівництва

№ ІГЕ	Опис ґрунтів	Щільність г/см ³	Модуль деформації, МПа	Кут вн. тертя, град	Питоме зчеплення, кПа
1	Насипний грунт	1.8	5	10	10
2	Супісок пластичний	1.85	12	25	27
3	Глина тверда	1.94	22	16	110
4	Супісок твердий	1.87	30	22	49
5	Пісок дрібний, щільний, неоднорідний	1.82	46	33	2

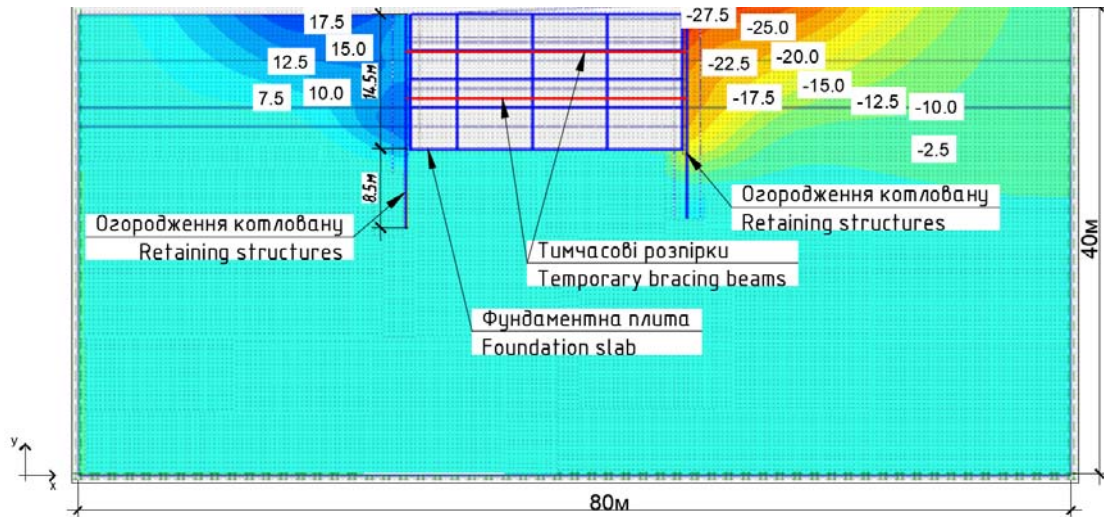


Рис.3.23. Горизонтальні переміщення U_x , варіант №1 – фундаментна плита

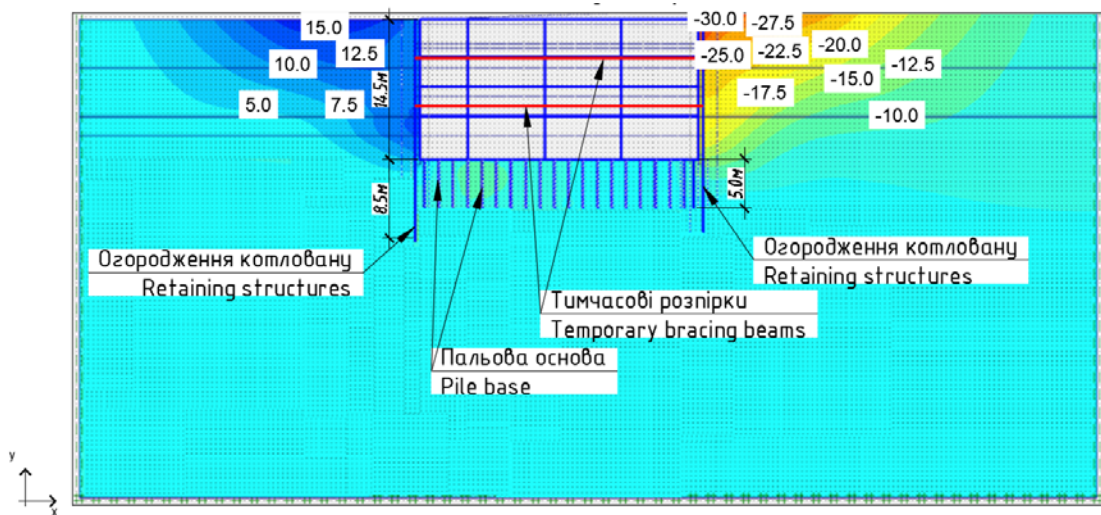


Рис.3.24. Горизонтальні переміщення U_x , варіант №2 – пальова основа

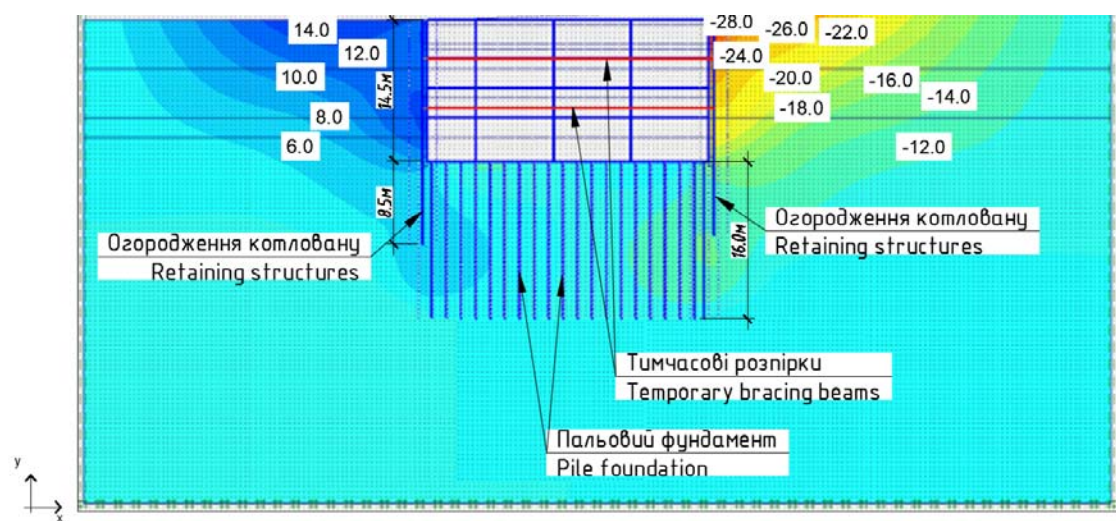


Рис.3.25. Горизонтальні переміщення U_x , варіант №3 – пальовий фундамент

У якості фундаменту будівлі порівнювались: фундаментна плита товщиною 1.5м (рис.3.23), пальова основа із палями довжиною 5м (рис.3.24) та пальовий фундамент із палями довжиною 16м (рис.3.25).

Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтовий масив – утримуючі конструкції» проводилось за допомогою методу скінченних елементів, що дало змогу врахувати поетапне зведення будівлі в котловані, визначити напруження і переміщення в усіх елементах системи, а також врахувати ефект підняття котловану. Задача розв'язувалась в плоскій постановці. Розрахунок проводився в 21 етап.

Скінченно-елементна модель включає ґрунтовий масив розміром 50х80м, підземне приміщення, а також захисні конструкції огороження котловану. Характеристики жорсткості паль підпірної стіни та конструктивних елементів будівлі були приведені з розрахунку на 1м.п. Нижня частина розрахункової схеми, на відстані 20м від підшви палі підпірної стіни обмежена площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень. По бічних площинах на основу накладені в'язі, що перешкоджають нормальним до площин переміщенням. Розрахунок проводився із врахуванням поетапності відкопування котловану та підземного приміщення.

Розв'язувались 3 варіанти задачі: В1 – будинок на фундаментній плиті В2 – будинок на пальовій основі; В3 – будинок на пальовому фундаменті (рис.3.26). При цьому порівнювались горизонтальні переміщення та згинальні моменти в палях підпірної стіни в залежності від виду фундаменту будівлі, що зводиться.

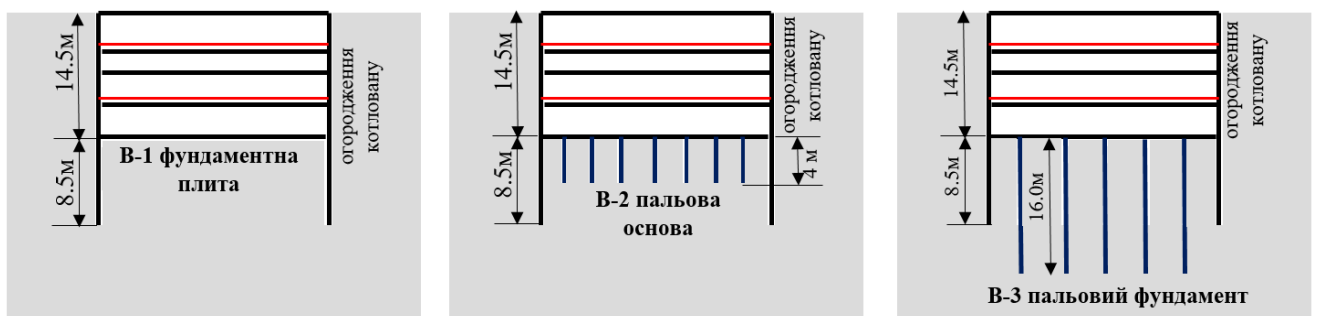


Рис.3.26. Схеми варіантів фундаментних конструкцій

Аналіз характеру епюр показує суттєву залежність значень моментів від конструктивного рішення фундаменту. Так, при варіанті В1 спостерігаються найбільші значення моментів у порівнянні із іншими варіантами.

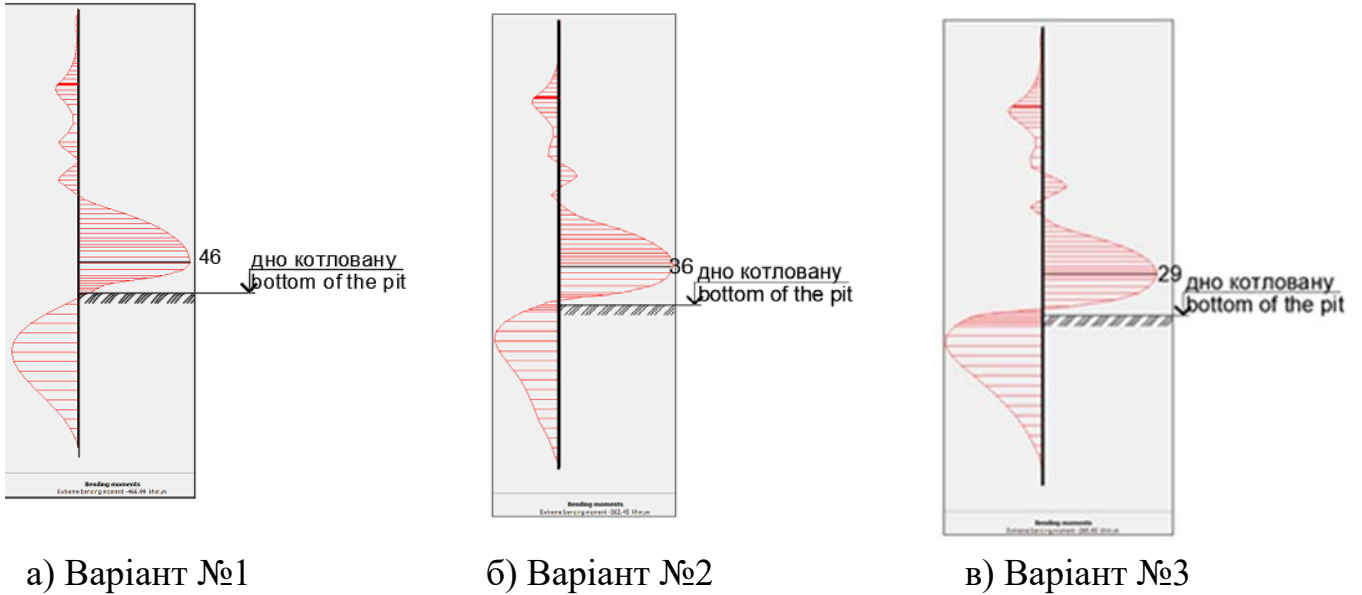


Рис.3.27. Згинальні моменти (т*м)

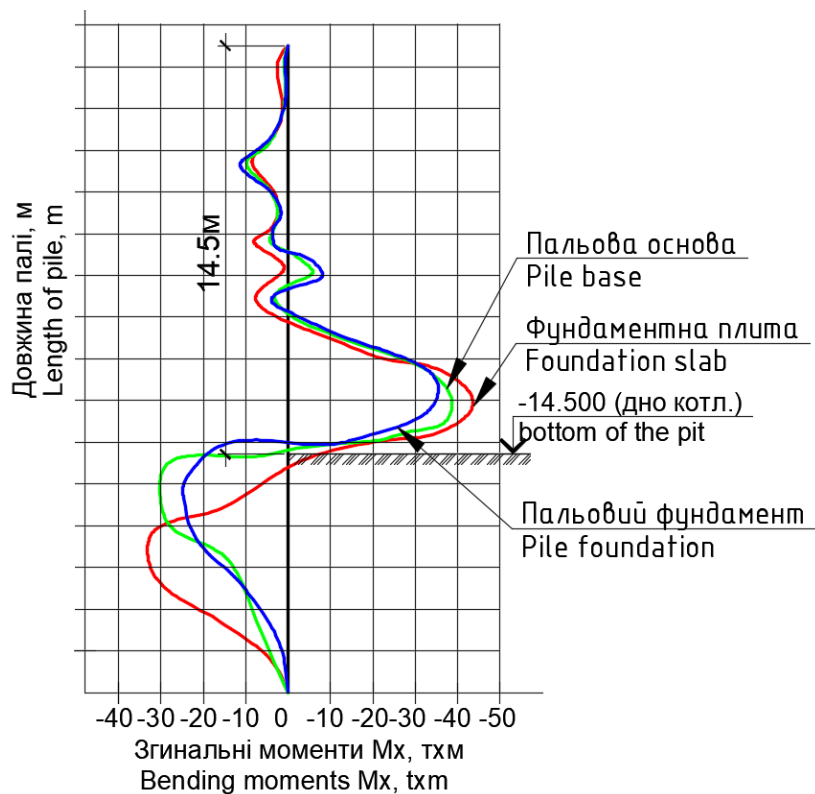


Рис.3.28. Зміна згинальних моментів в палі огороження котловану

При варіантах фундаменту В2 і В3 горизонтальні переміщення U_x верху паль підпірної стіни залишаються практично незмінними, лише у варіанті В1 (рис.3.25) з фундаментною плитою зростають на 20%.

Це пояснюється тим, що у варіантах В2 і В3 навантаження передається палями на більш глибокі шари ґрунту, на відміну від варіанту В1, де навантаження від будівлі передаються через фундаментну плиту.

3.4. Висновки до розділу 3.

1. Встановлено вплив жорсткості огорожувальних конструкцій котловану в залежності від діаметру паль та кількості рядів паль.

2. Показано, що збільшення діаметру паль в конструкції підпірної стіни зумовлює зростання моменту інерції перерізу, що призводить до сприйняття більшого значення згинальних моментів, за рахунок більш ефективного використання площі арматури.

3. Встановлено, що врахування впливу існуючої забудови при влаштуванні котловану суттєво змінює характер напружено-деформованого стану ґрунтової основи та конструкцій огороження котловану, збільшуючи переміщення підпірних конструкцій на 12-70% в залежності від відстані до будинку.

4. Показано, що скорочення відстані між існуючою будівлею і котлованом призводить до виникнення додаткових осідань у фундаментних конструкціях існуючого будинку. Так, вертикальні деформації при розташуванні будинку на відстані 5м зростають на 35%, у порівнянні із будинком на відстані 20м, що пояснюється потраплянням будівлі в зону формування поверхні ковзання схилу.

5. Виявлено, що найбільш раціональне розташування існуючої будівлі є у випадку, коли глибина котловану дорівнює відстані між будинком і гранню конструкції огороження котловану, так як будівля не потрапляє в зону впливу нового будівництва.

6. Встановлено, що фундамент будівлі, що зводиться в котловані, суттєво впливає на НДС утримуючих конструкцій та ґрунтового масиву. Збільшуючи значення абсолютних переміщень на 15-20%

7. Виявлено, що при зміні фундаментних конструкцій будівлі, моменти в палях захисного огороження зменшуються на 23% при пальовій основі, на 38% при пальовому фундаменті у порівнянні з варіантом, коли навантаження від будівлі передаються безпосередньо через фундаменту плиту.

8. Виявлено, що найбільш раціональним рішенням фундаменту будівлі із підземними приміщеннями є у випадку передачі навантаження від надземних конструкцій через палі на шари ґрунту, що залягають глибше.

РОЗДІЛ 4. ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ПІДЗЕМНИХ ПРИМІЩЕНЬ В ЩІЛЬНО ЗАБУДОВАНІЙ ТЕРИТОРІЇ

4.1. Вплив параметрів захисних екранів на напружено-деформований стан фундаментів оточуючої забудови.

Більшість будівель історичної забудови міст являють собою багатопверхові безкаркасні будинки з несучими цегляними стінами. Згідно будівельних норм для них декларуються граничні значення додаткових осідань основ і фундаментів в зоні впливу нового будівництва. В залежності від технічного стану будинку граничні деформації не повинні перевищувати значень приведених в табл. 4.1.

Табл. 4.1. Граничні значення додаткових деформацій основ і фундаментів споруд.

Споруда	Технічний стан	Граничні деформації основи	
		Відносна різниця осідань $(\Delta S/L)_u$	Максимальні додаткові деформації $S_{max,u}$, см
Багатопверхові безкаркасні будинки з несучими стінами із цегляної кладки	1	0,0015	2,5
	2	0,0010	1,5
	3	0,0007	0,7

В попередніх розділах вже з'ясовано, що розробка котловану нового будівництва завжди спричинює 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 деформації існуючої будівлі в зоні нового будівництва:

1) глибина закладання захисного екрану L по відношенню до глибини стисливої зони ґрунту (Нст.): $L_{кр}/Нст.=0.5; 1; 1,25; 1.5; 2$.

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 паль 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: $B/L_{утр.}=0.25; 0.5; 1; 2; 3$.

Моделювання впливу цих параметрів проводилось в просторовій постановці із використанням пружно-пластичної моделі деформування ґрунту Hardening Soil Model (HSM) зі зміною параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень в ґрунті. Параметри моделі приведено в табл. 4.

Табл. 4.2. Фізико-механічні характеристики ґрунтової основи:

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, γ , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя, °	Питоме зчеплення, кПа
Суглинок напівтвердий	19	14	56	17,5	22	22

Скінченно елементна модель включала в себе ґрунтовий масив габаритами 20x30x35м, 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.

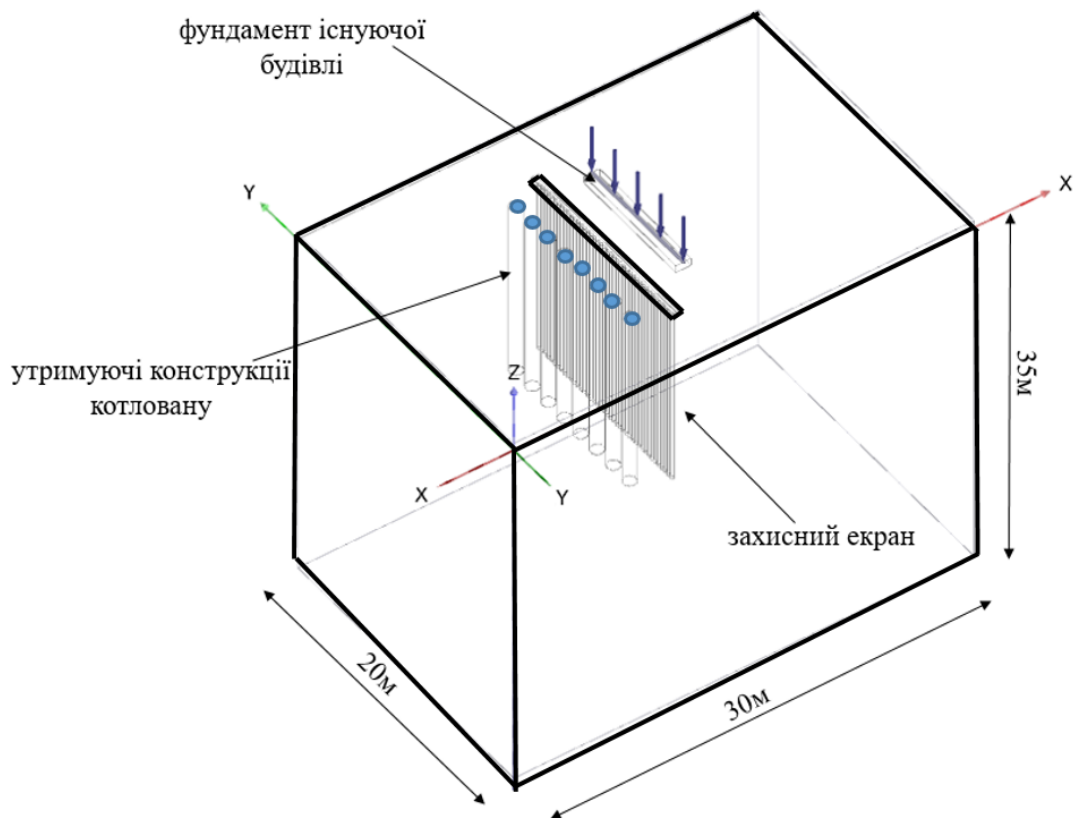
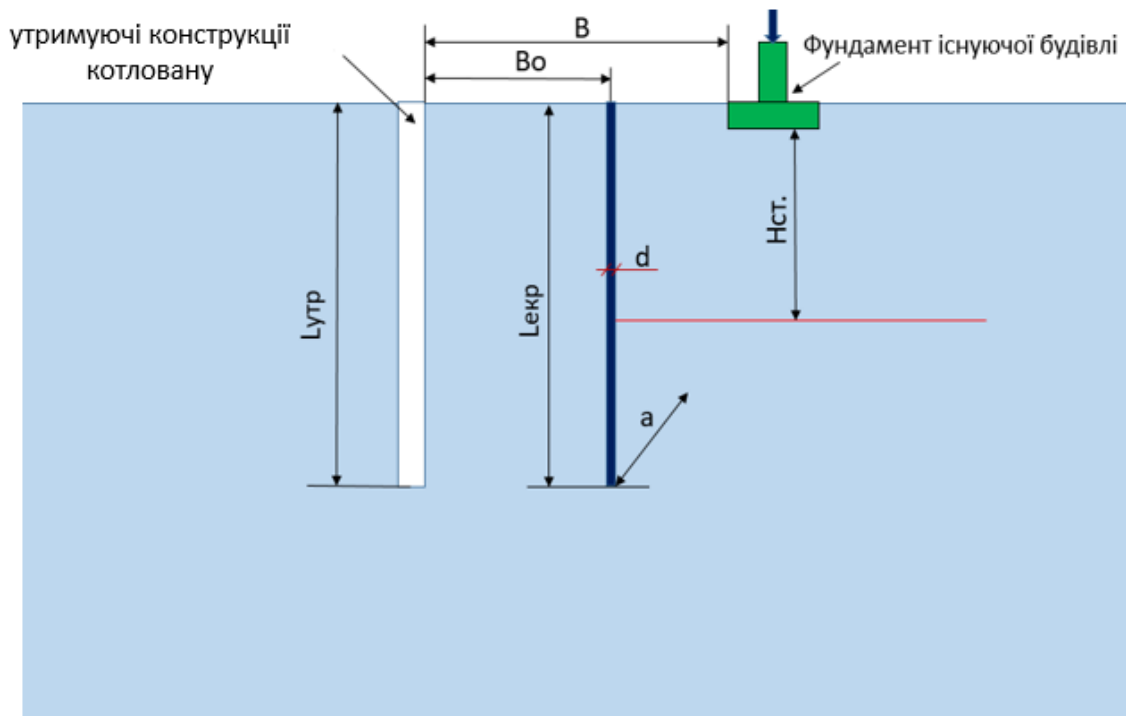


Рис.4.1. Розрахункова схема при дослідженні впливу влаштування інженерних захисних конструкцій на додаткові осідання будівлі в зоні впливу нового будівництва

Табл. 4.3. Фізико-механічні характеристики залізобетонного фундаменту

Характеристика матеріалу	Умовні позначення	Величина
Модуль пружності, МПА	E	30000
Коефіцієнт Пуассона	ν	0,167
Об'ємна вага, кН/м ³	γ	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 фундаменах при діючому на нього навантаженні
- 3) влаштування інженерного захисного екрану
- 4) влаштування огороження котловану у вигляді бурових паль на початковій стадії твердіння бетону із набором міцності 20%.

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

4.1.1. Обґрунтування оптимальної глибини закладання захисного екрану.

Першим параметром, який визначався та буде застосовуватись при подальших розрахунках є глибина закладання захисного екрану $L_{\text{екр.}}$ по відношенню до глибини стисливої зони ґрунту ($H_{\text{ст.}}$) (рис.4.2). Додаткові переміщення існуючої будівлі розраховувались для наступних відношень $L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=0.5; 1; 1,25; 1.5$ 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

$L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=0.5$ у порівнянні із випадком без застосування екрану. На 6% спостерігається зниження деформацій при відношенні $L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=1.0$. Найістотніше зниження додаткових осідань 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.4.3). При розрахунку задач зі зміною інших параметрів буде застосовуватись відносна довжина захисного екрану $L_{\text{екр.}}/H_{\text{ст.}}=1.25$.

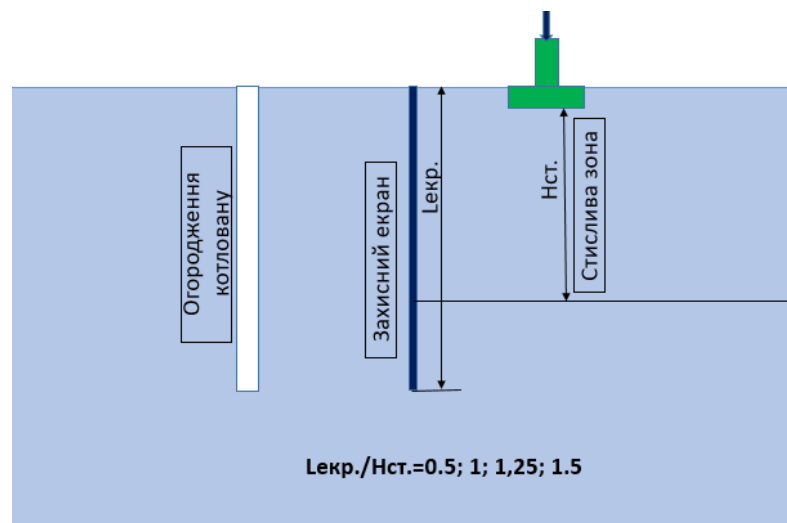


Рис. 4.2. Розрахункова схема при дослідженні впливу довжини захисного екрану по відношенню до глибини стисливої зони фундаменту існуючої будівлі

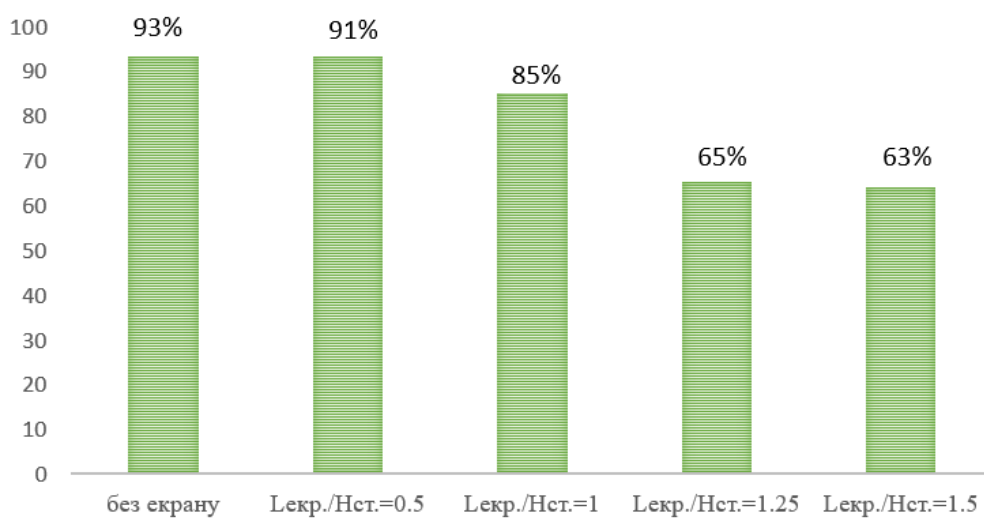


Рис.4.3. Діаграма приросту осідання існуючої будівлі в залежності від довжини інженерного захисного екрану $L_{\text{екр.}}$ по відношенню до глибини стисливої зони $H_{\text{ст.}}$.

4.1.2. 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. 4.4), де B - це відстань між котлованом та будинком. Аналіз розрахунку показав, що положення екрану не здійснює суттєвого впливу на додаткове осідання, виявлено зменшення осідань по мірі віддалення екрану від існуючої будівлі. Найбільш ефективно застосування екрану спостерігається при його розташуванні біля огорожувальних конструкцій котловану - $0.25B$. В даному випадку вдалось на 31% зменшити додаткові переміщення в порівнянні із варіантом без екрану. При інших положеннях екрану деформації істотно не змінились: $0.5B$ – 28% та $0.75B$ – 23% (рис. 4.5).

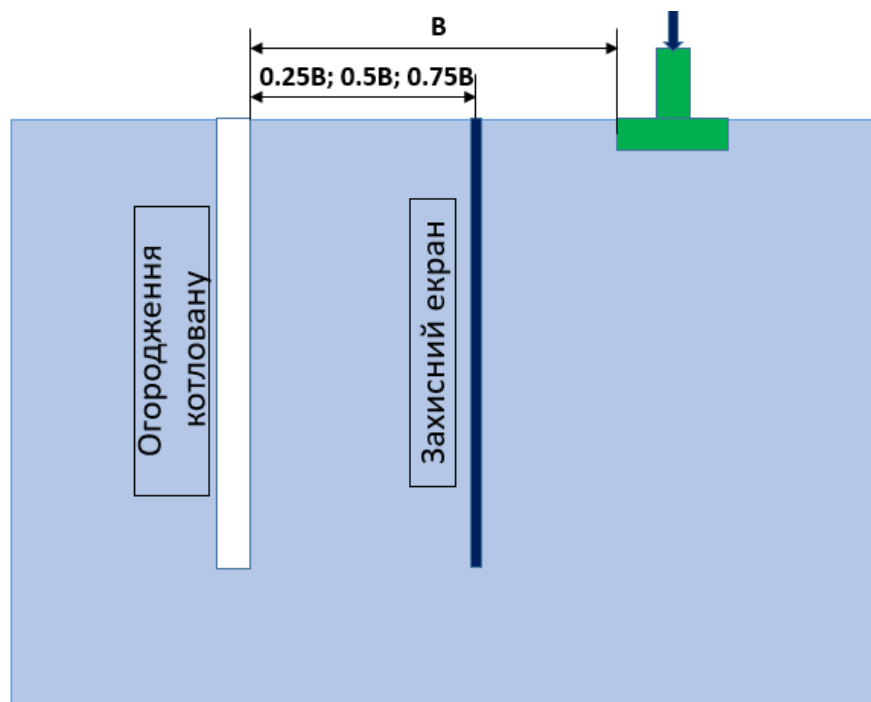


Рис. 4.4. Розрахункова схема при дослідженні впливу положення захисного екрану між огорожуючими конструкціями котловану та існуючою будівлею

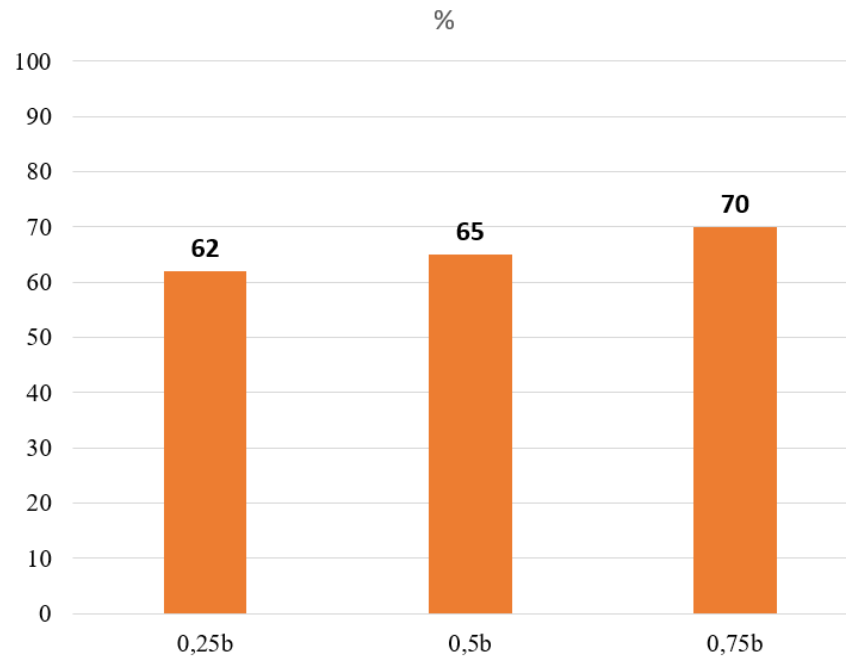


Рис.4.5. Діаграма зміни додаткових деформацій в залежності від положення захисного екрану між утримуючими конструкціями котловану та існуючою будівлею

4.1.3. 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. Розглядались наступні значення цього параметру: $V/L_{\text{утр.}}=0.25$; 0.5; 1; 2; 3 (рис. 4.6).

Найбільша інтенсивність зміни осідання спостерігається при наближенні котловану до фундаментів існуючої будівлі. При мінімальній розглянутій відносній відстані $V/L_{\text{утр.}}=0.25$ 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 $V/L_{\text{утр.}}=1$ 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. 4.7), 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 (табл.4.7).

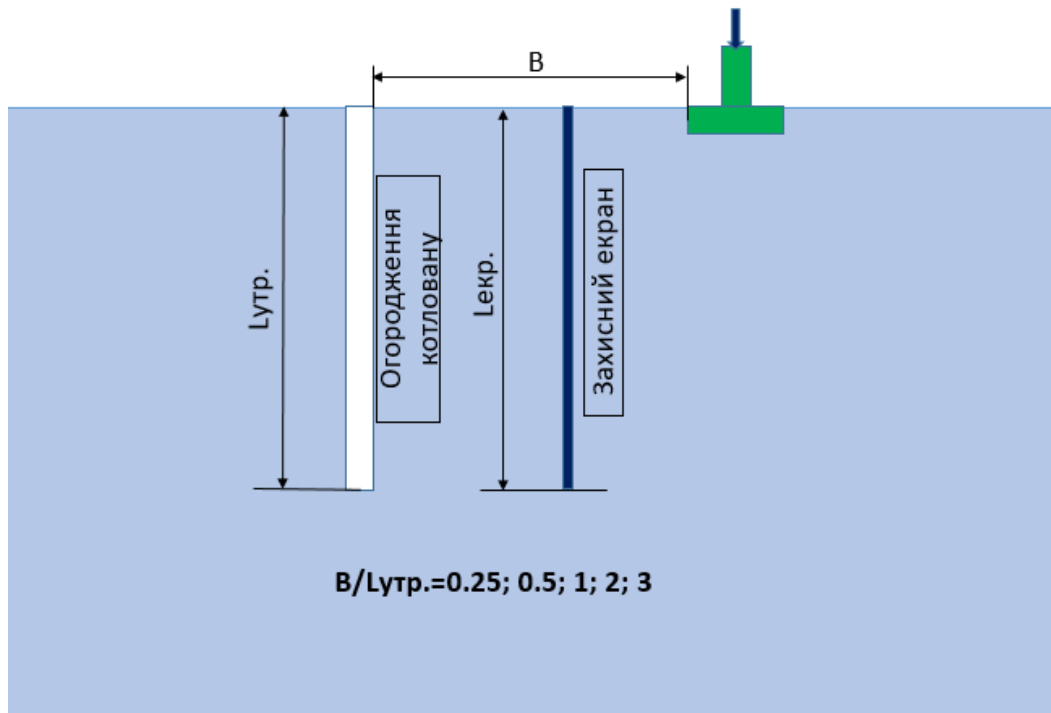


Рис. 4.6. Розрахункова схема при дослідженні відстані між існуючим будинком та котлованом при застосуванні захисного екрану

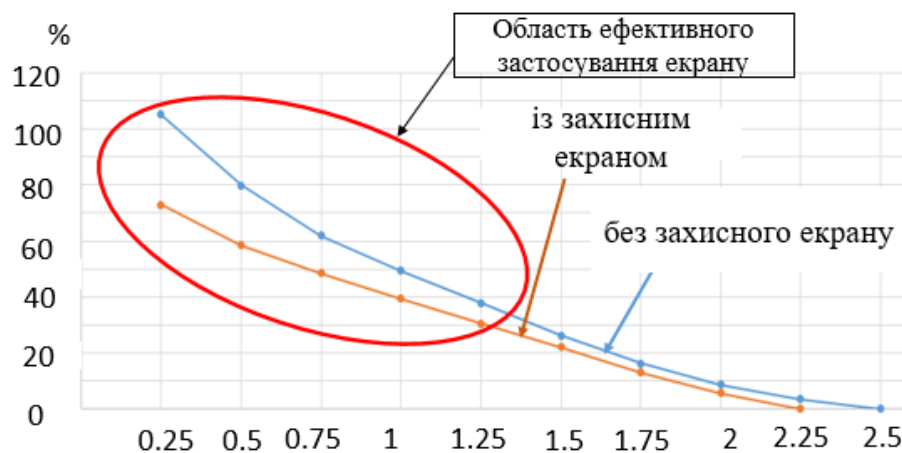


Рис. 4.7. Графік приросту додаткових деформацій існуючої будівлі в залежності відстані між існуючою будівлею та котлованом

4.1.4. Вплив жорсткості екрану на додаткові осідання існуючої будівлі в зоні котловану нового будівництва

При використанні захисних екранів із паль малого діаметру, крім підбору ефективної 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 (a) та діаметру (d) паль захисного екрану. Аналізувались наступні співвідношення $a/d = 1; 1.5; 2; 3; 4$ (рис. 4.8). 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 осідань при різній жорсткості екрану дає змогу ефективно застосовувати параметри екрану та підбирати їх в залежності від технічного стану існуючої будівлі.

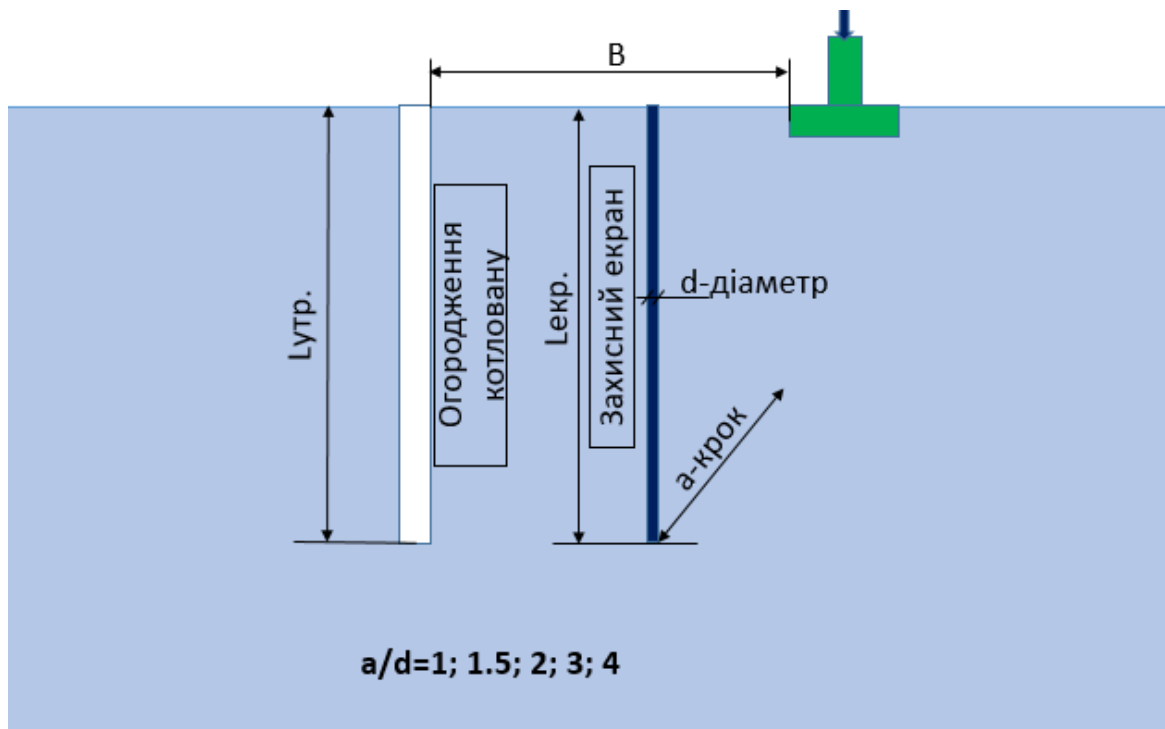


Рис. 4.8. Розрахункова схема при дослідженні відстані між існуючим будинком та котлованом при застосуванні захисного екрану

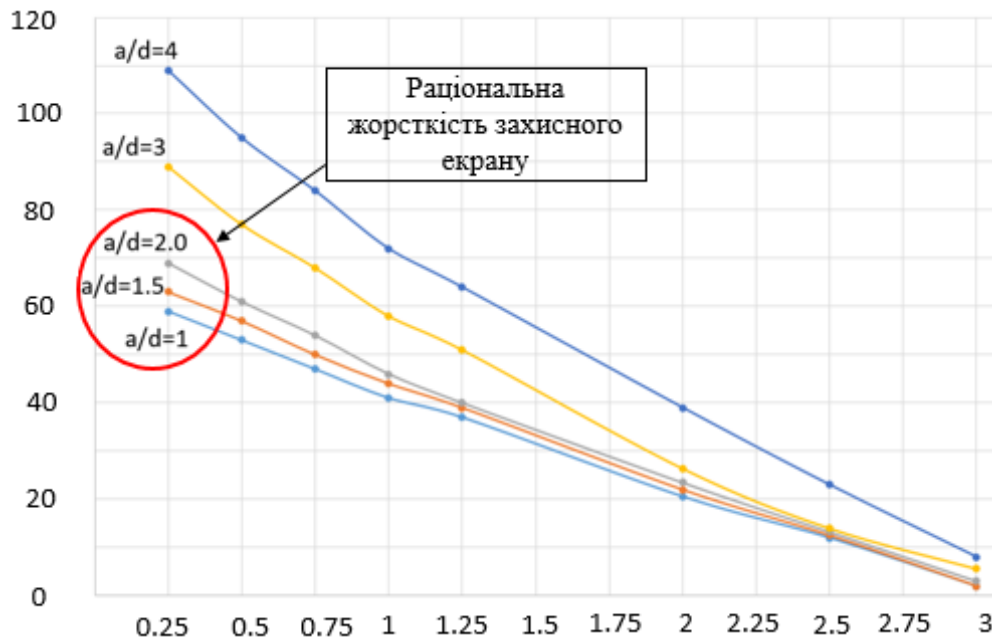


Рис.4.9. Графік зміни додаткових осідань фундаментів існуючої будівлі в залежності від жорсткості захисного екрану

4.2. Вплив послідовності влаштування паль на осідання оточуючої забудови

Застосування захисних екранів при наявності технологічного впливу від влаштування огороження котловану нового будівництва є достатньо ефективним заходом по зменшенню осідань оточуючої забудови. Але окрім захисних екранів додатковим заходом для зменшення осідання можна також використати ефективну послідовність влаштування паль. Порядок, за яким виконуються палі значно впливає на осідання сусідніх будинків. В рамках дослідження розглядались три варіанти послідовності влаштування паль (рис.4.10):

- палі виконуються одна за одною із кроком $1.2d$
- палі виконуються через одну із кроком $2.5d$
- палі виконуються через дві із кроком $3.6d$

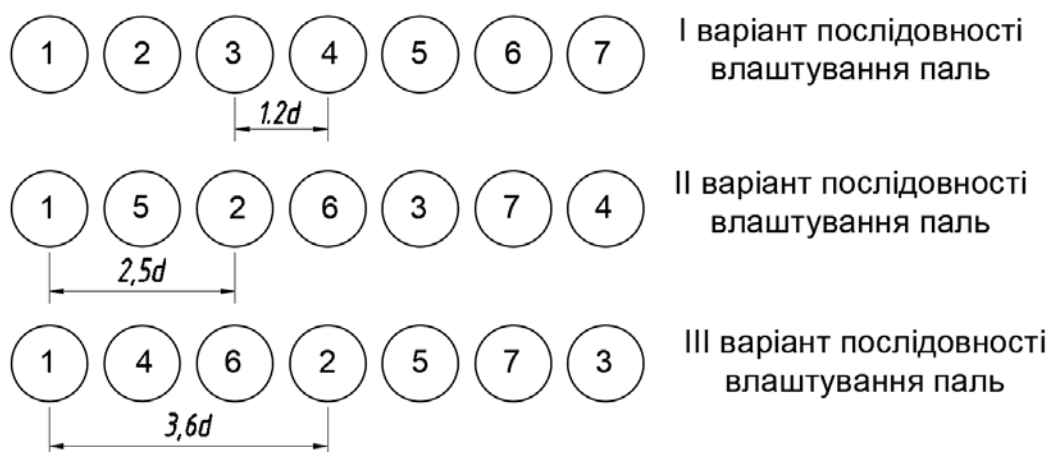


Рис. 4.10. Варіанти послідовності влаштування палей

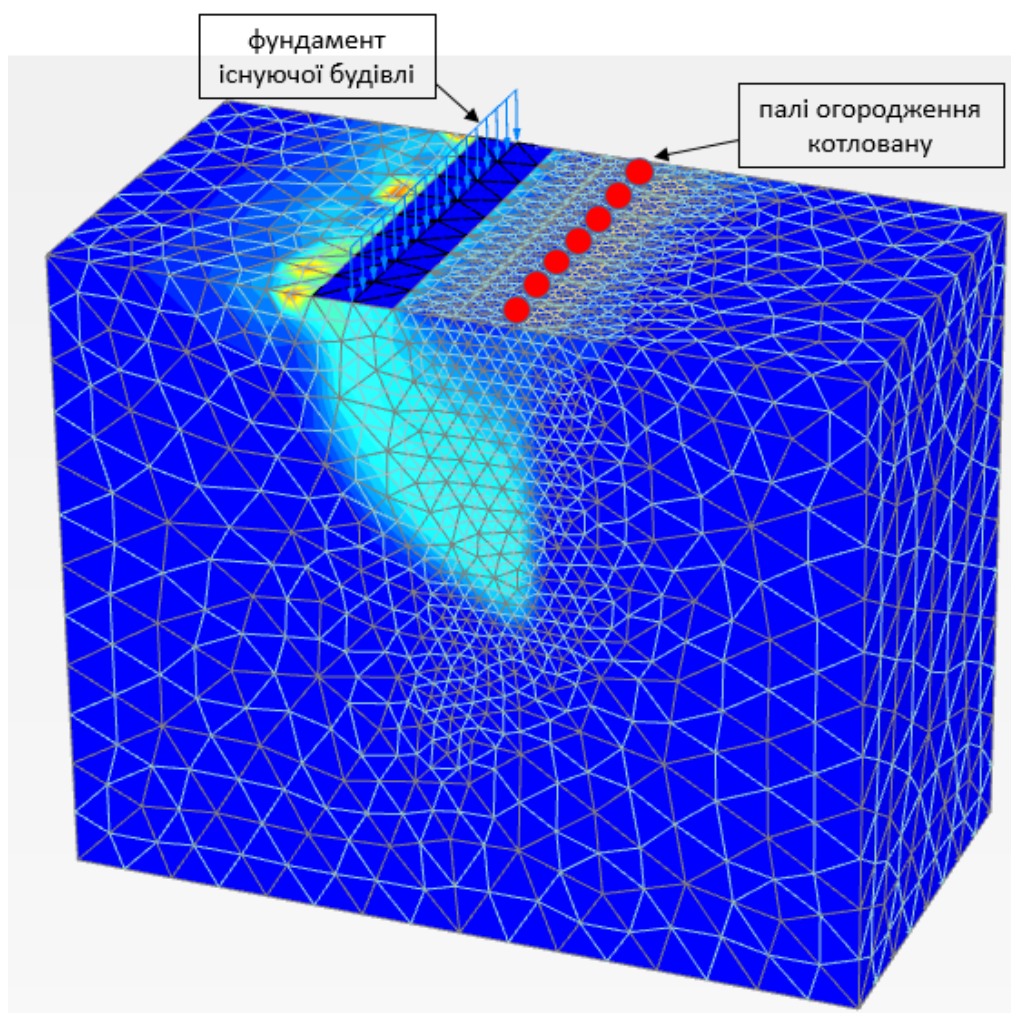


Рис. 4.11. Загальна картина повних осідань фундаментів існуючої будівлі при влаштуванні огороження котловану нового будівництва

Аналіз результатів додаткових осідань показав, що при варіанту почергового влаштування паль із кроком 1.2d (І варіант, рис. 4.10) спостерігається виникнення максимального значення осідання у порівнянні із іншими варіантами. Переміщення фундаменту виявилось на 82% більшим, аніж початкове осідання будівлі. При зміні послідовності виконання паль огороження вдалось значно знизити додаткові переміщення фундаменту. У випадку ІІ варіанту, коли палі влаштовуються через одну, із кроком 2.5d, осідання скоротились приблизно в 2 рази у порівнянні із І варіантом почергового виконання паль. ІІІ варіант послідовності (через дві палі) із кроком 3.6d дав можливість понизити осідання в 3.5 рази у порівнянні із І варіантом, у відсотковому відношенню до початкових осідань фундаментів переміщення зросли на 25%, що є найменшим серед досліджуваних послідовностей влаштування конструкцій огороження котловану.

4.3. Висновки до розділу 4.

1. Виявлено, що застосування інженерного захисного екрану із паль малого діаметру призводить до зниження осідання будівлі, яка знаходиться в зоні впливу котловану нового будівництва.

2. Встановлено відстань, на якій котлован нового будівництва не здійснює впливу на оточуючу забудову та немає необхідності влаштовувати захисний екран.

3. З'ясовано, що ефективність застосування захисних екранів можна поліпшити за рахунок коригування їх параметрів, таких як: довжина, жорсткість, положення між будинком та котлованом.

4. Виявлено, що осідання 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.

5. Встановлено, що при зменшенні відносної жорсткості захисного екрану (a/d – відношення кроку до діаметру паль) спостерігається зростання осідання оточуючої забудови.

6. Виявлено суттєвий вплив на осідання оточуючої забудови відносної відстані до огороження котловану. При розрахунку порівнювалися значення осідання будинку при різних співвідношеннях відстані між існуючим будинком та котлованом до глибини влаштування утримуючих конструкцій котловану $V/L_{\text{утр.}}=0.25; 0.5; 1; 2; 3$. На основі порівняння результатів виявлено, що застосування інженерного захисного екрану є найбільш ефективним в діапазоні від $0.25L_{\text{утр.}}$ - $1.25L_{\text{утр.}}$. В даному випадку екран дає змогу знизити додаткові осідання будівлі до 33% при $0.25L_{\text{утр.}}$ та 11% при $1.25L_{\text{утр.}}$, що є суттєвим значенням для будівель історичної забудови, для яких згідно будівельних норм декларуються жорсткі граничні значення додаткових деформацій основ і фундаментів при наявності впливу нового будівництва.

7. Влаштування захисного екрану із паль малого діаметру є ефективним заходом для зниження осідань оточуючої забудови, які викликані влаштуванням огорожувальних конструкцій та відкопуванням котловану нового будівництва.

РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ МЕТОДИКИ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ ІНЖЕНЕРНИХ ЗАХИСНИХ КОНСТРУКЦІЙ.

5.1. Інструментальні спостереження за додатковими деформаціями будівель історичної забудови в зоні впливу нового будівництва

Освоєння підземного простору в умовах щільної забудови викликає низку негативних процесів, що можуть провокувати виникнення додаткових деформацій існуючих будівель. Основними серед них є можлива зміна напружено-деформованого стану ґрунтового масиву під фундаментами існуючої забудови, що викликана екскавацією ґрунту та підвищення (пониження) рівня підземних вод, виникнення так званого «баражного ефекту». Дослідження деформацій оточуючої забудови в зоні впливу нового будівництва проводиться за двома напрямками: числове моделювання і експериментальні дослідження в формі геодезичних спостережень за деформаціями ґрунтової основи та існуючої забудови. В зону впливу нового будівництва, як правило, потрапляють будівлі історичної забудови. Для того, щоб убезпечити їх від негативного впливу необхідно виконувати, як заходи конструктивного характеру так і обов'язково здійснювати геотехнічний моніторинг. Геотехнічний моніторинг повинен включати комплексне спостереження за несучими конструкціями, фундаментами, ґрунтами, що знаходяться в зоні впливу будівництва. Проведення таких спостережень покликане забезпечити безпеку будівництва та уникнути незворотніх процесів, які можуть виникнути, як в конструкціях так і в ґрунтовій основі.

Питання геотехнічних спостережень розглянуто в роботах Винникова Ю.Л. [25], Носенка В.С. [88], Шокарева В.С., J.B. Burland [146], J.R. Standing. Серед основних вимог до геодезичного моніторингу можна виділити наступні:

- геотехнічний моніторинг будівель повинен проводитись у відповідності до попередньо розробленого проекту та входити до науково-технічного супроводу нового будівництва в умовах щільної забудови.
- геотехнічний моніторинг повинен охоплювати всі етапи будівництва, включаючи встановлення початкового стану існуючих конструкцій будівлі,

розробку котловану, влаштування підземної та надземної частин нової будівлі, а також перші роки експлуатації до закінчення стабілізації деформацій.



Рис.5.1. Типи геотехнічного моніторингу

В якості експериментального майданчику для порівняння числового моделювання і реальних деформацій ґрунтової основи та конструкцій існуючого будинку обрано будівництво багатофункціонального житлового комплексу із підземним паркінгом. Спорудження комплексу проводиться в умовах щільної забудови історичного центру м. Києва. В безпосередній близькості до влаштовуваного паркінгу будівлі знаходиться трьохповерхова адміністративна будівля. Будівля прямокутна в плані із розмірами 26x14м, безкаркасної схеми, із поздовжніми та поперечними несучими стінами, просторова жорсткість забезпечується сходовою клітиною та перекриттями із круглопустотних плит. Фундаменти влаштовані із збірних фундаментних плит та блоків. Ширина фундаменту 1м, глибина закладання складає 2м. Житловий комплекс, що планується споруджуватись складається із двох секцій 22 та 25 поверхів, об'єднаних загальним підземним паркінгом. Будівлі проектуються, як монолітний залізобетонний каркас, жорсткість якого буде забезпечена спільною роботою складових каркасу: колон, ядер жорсткості та перекриттів.

Для того, щоб виконати спостереження за деформаціями, як нового будівництва так і існуючої будівлі було розроблено програму геотехнічного моніторингу. Організація спостережень за осіданнями будівель виконувалась в такій послідовності:

- вибір конструкції, місць розташування та установки вихідних геодезичних знаків висотної основи;
- здійснення висотної прив'язки вихідних геодезичних знаків;
- встановлення осадових марок на конструкціях будівель та споруд, за якими ведуться спостереження;
- інструментальні вимірювання вертикальних переміщень осадових марок;
- опрацювання і аналіз результатів спостережень.

При виконанні спостережень за осіданням будівель влаштовувалось не менше трьох вихідних реперів для забезпечення взаємного контролю стійкості їх відміток.

Всього в вихідну висотну мережу включено 10 реперів. Така їх кількість забезпечила необхідну точність визначення осідань, прийняту в нашому випадку $\pm 1,0$ мм для найбільш віддаленої від вихідного реперу марки. Висотні положення реперів були визначені з мінімальною можливою граничною помилкою.

Для визначення вертикальних переміщень фундаментів будівель та споруд безпосередньо на них були встановлені осадові марки.

Марки служать постійними знаками для встановлення на них рейки під час нівелювання, при цьому конструкція марки забезпечила можливість установки рейки при повторному нівелюванні на одну й ту ж фіксовану точку.

Довжина марки забезпечила необхідну жорсткість незалежно від вильоту марки з площини стіни. Виліт марки повинен забезпечувати встановлення рейки у вертикальному положенні за показниками інтегрованого рідинного рівня.

Для спостереження за осіданнями фундаментів будівель та споруд були використані марки з кулеподібною голівкою та марки з гладкої арматури $\varnothing 16$ мм. Вимірювання вертикальних переміщень будівель і споруд здійснювалось методом геометричного нівелювання II класу точності у відповідності до вимог чинних нормативних документів.

По закінченню польових робіт з вимірів деформацій будівель та споруд і перевірки журналів виконувалось камеральне опрацювання отриманих результатів та їх оцінка. Виконувалось точне зрівнювання нівелірної мережі

параметричним методом. Вирівнювання виконувалося в 2 етапи. На першому етапі проводилось врівноважування вузлових точок за методом проф. Попова. Ваги ходів враховувалися по кількості штативів в ході. На другому етапі проводилось врівноважування відміток окремих точок існуючих ходів.

Величина осідання під кожною деформаційною маркою обчислювалась як різниця між відмітками цієї марки, отриманої в останньому циклі вимірів, і відміткою, отриманою в першому циклі вимірів.

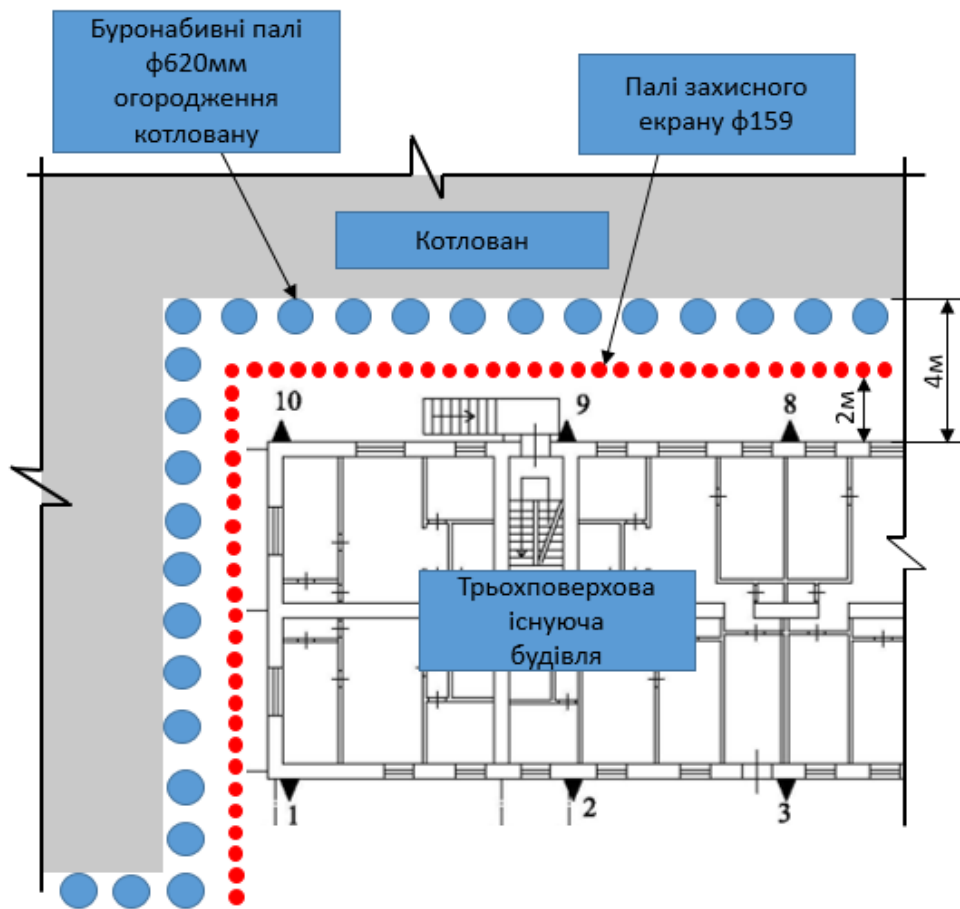


Рис.5.2. Схема влаштування осадочних марок на існуючій будівлі.

Геотехнічний моніторинг проводився протягом року від початку будівництва. Основна увага зверталась на період влаштування палей огороження котловану (рис.5.3), для того щоб виявити технологічний вплив та ефективність застосування захисного екрану із металевих труб малого діаметру (рис.5.2). Результати спостережень за осіданнями існуючого будинку представлена в таблиці 5.1.



Рис.5.3. Конструкція влаштованого захисного екрану із труб в торці існуючої будівлі



Рис.5.4. Початковий етап відкопування котловану із попередньо влаштованими: захисним екраном та огороженням котловану

Аналізуючи результати інструментальних спостережень за деформаціями існуючих будівель в зоні впливу влаштування котловану прослідковується збільшення осідання фундаментів будівель, що пов'язані з різними етапами будівельних робіт. Основні етапи, на які зверталась особлива увага при спостереженні це: влаштування захисного екрану, влаштування паль огороження котловану та робробка котловану із подальшим влаштуванням конструкцій підземного поверху. На першому етапі влаштування захисного екрану із металево-залізобетонних паль $\varnothing 159\text{мм}$ (рис.5.3) спостерігається початок розвитку незначних деформацій існуючого будинку, що знаходяться в межах 3мм. Після захисного екрану окремими захватками влаштовувались залізобетонні палі огороження котловану $\varnothing 620\text{мм}$ (рис.5.4) за буронабивною технологією. При цьому також продовжилось наростання осідань до 11мм, проявляється технологічний вплив. Активне збільшення переміщень конструкцій існуючої будівлі відмічається при розробці котловану та влаштуванні залізобетонних конструкцій підземного поверху. Котлован розроблявся на глибину 6м. Максимальні переміщення при розробці котловану склали 17.4мм. При подальших спостереженнях наростання деформацій продовжувалось за зниженим темпом.

Проектні рішення даного будівництва в умовах щільної забудови виконувались на основі числового моделювання системи «грунтовий масив - інженерні захисні конструкції – існуюча будівля». Розрахунок проводився із врахуванням основних етапів будівельних робіт.

Роботу залізобетонних елементів змодельовано пружною із наступними параметрами: модуль деформації $E=30000\text{МПА}$, питома вага 25кН/м^3 , коефіцієнт Пуассона $\nu=0.167$. Грунтове середовище моделювалось із використанням попередньо обраної моделі Hardening Soil Model.

При порівнянні даних геотехнічного моніторингу та числового моделювання різниця переміщень склала 24% на етапі влаштування паль огороження котловану та 19% на етапі розробки котловану. Дану різницю значень експерименту та моделювання можна пояснити невідповідністю фізико-

механічних характеристик ґрунтів закладених при розрахунку із наявними під час будівельних робіт.

Моделювалась також ситуація проведення робіт по влаштуванню паль та розробки котловану без попереднього виконання захисного екрану із паль малого діаметру. В такому варіанті спостерігається значний технологічний вплив виконання буронабивних паль огороження котловану, так, переміщення конструкцій існуючого будинку на даному етапі склали 43мм, а на етапі розробки котловану збільшились до 61,3мм. Такі величини переміщень призвели б до переходу будівлі до аварійного стану.

Дані числового моделювання вказують на важливість попереднього влаштування паль захисного екрану, який дає змогу стабілізувати напружено-деформований стан ґрунтового масиву в зоні впливу нового будівництва, а також виникає можливість керування НДС існуючого будинку шляхом зміни параметрів захисного екрану, таких як: глибина закладання, жорсткість конструкції екрану, положення між будівлею та огороженням котловану.

Порівняння розрахункових та експериментальних значень переміщень на різних етапах робіт нульового циклу наведені в табл. 5.1.

Табл. 5.1. Порівняння розрахункових та експериментальних переміщень фундаментів

Етап	Переміщення, мм			Відхилення з екраном, %
	Числове моделювання із екраном	Експериментальні, із екраном	Числове моделювання без екрану	
Влаштування паль огороження котловану	15,1	11,5	43	24%
Відкопка котловану	21,3 (+29%)	17,4 (+34%)	61,3 (+40%)	19%

Таким чином, геотехнічний моніторинг дозволив оцінити ступінь впливу влаштування паль огороження котловану та розробки котловану на додаткові осідання фундаментних конструкцій існуючої будівлі.

5.2. Алгоритм визначення параметрів захисного екрану.

На основі проведеного порівняння даних геотехнічного моніторингу та числового моделювання влаштування глибокого котловану нового будівництва із підземними приміщеннями в умовах щільної забудови розроблено алгоритм дій (рис.5.5), який рекомендовано дотримуватись при проектуванні інженерних захисних конструкцій фундаментів існуючого будинку.

1. Аналіз вихідних даних: ґрунтові умови, архітектурно-конструктивні рішення, глибина котловану, технічний стан існуючих будинків, відстань між котлованом та оточуючою забудовою.

2. Підбір першого варіанту типу огородження котловану: технологія виконання, діаметр, крок, довжина.

3. Ідентифікація розрахункових параметрів ґрунтового середовища на підставі даних фактичних польових випробувань. Моделювання тестової задачі натурних випробувань палів із змінними параметрами ґрунту до досягнення задовільної збіжності даних експерименту та моделювання.

4. За допомогою числового моделювання, зважаючи на уточнені параметри ґрунтів, виконати дослідження НДС конструкцій існуючих будинків в зоні впливу нового будівництва. Моделювання проводити поетапно. Розрахункові етапи приймати у відповідності до техноогічної послідовності будівельних робіт.

4. Проаналізувати додаткові переміщення конструкцій оточуючої забудови. Порівняти дані числового моделювання із допустимими додатковими переміщеннями для відповідного типу будинку. У випадку перевищення застосувати влаштування захисного екрану. У випадку відсутності перевищення допустимих осідань виконувати конструювання огородження котловану

5. При необхідності влаштування захисного екрану виконати підбір параметрів екрану, що дозволяють впливати на додаткові переміщення існуючих будівель таких, як: довжина екрану, жорсткість екрану, положення екрану між котлованом та утримуючими конструкціями котловану, послідовність влаштування палів.

6. З метою контролю за конструкціями оточуючої забудови розробити програму геотехнічного моніторингу на період будівництва для встановлення даних про фактичний напружено-деформований стан існуючих будівель.

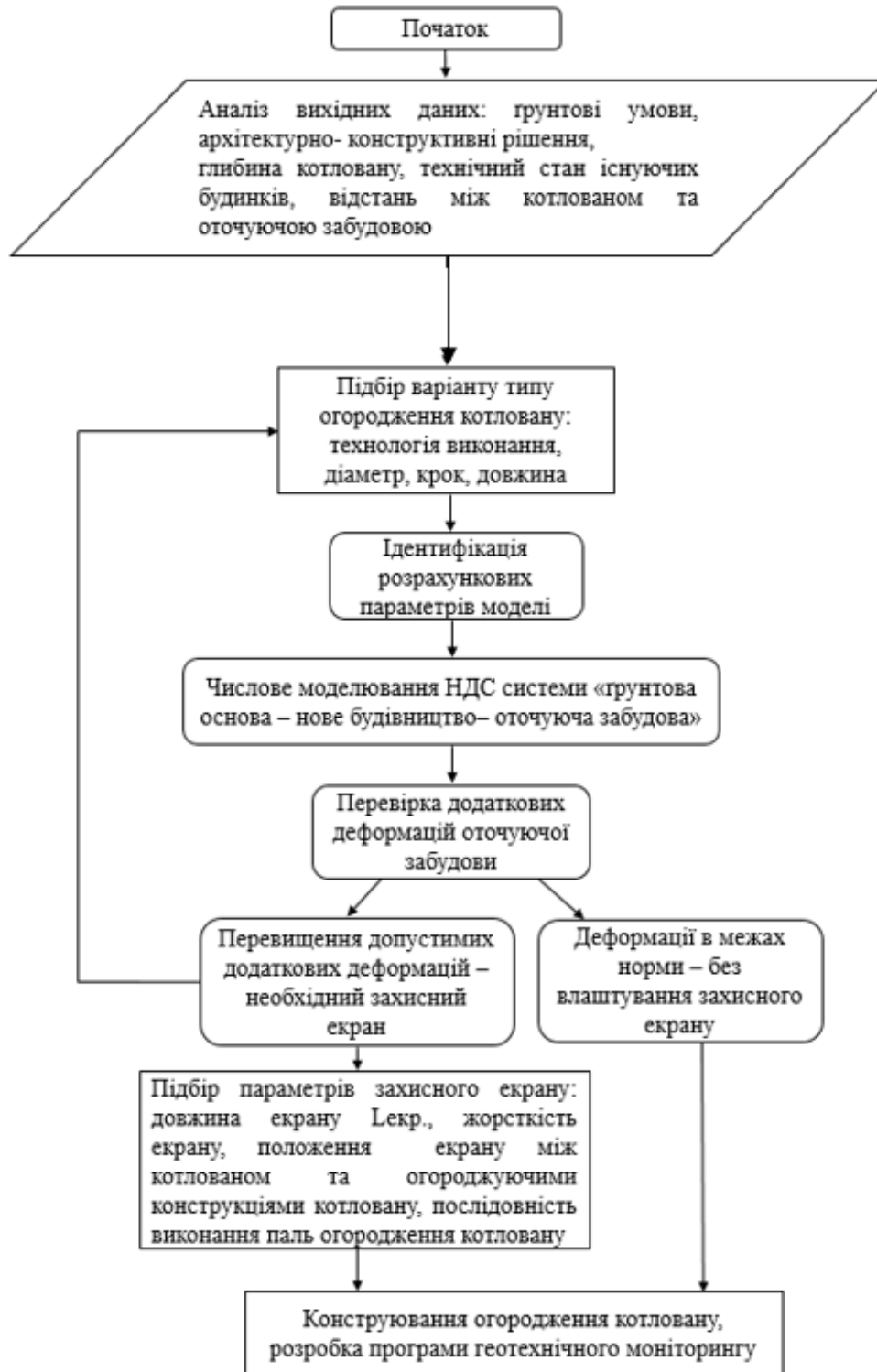


Рис. 5.5. Алгоритм проектування інженерних захисних конструкцій фундаментів існуючої забудови в зоні впливу нового будівництва із підземними приміщеннями.

Таким чином, дослідження різних аспектів НДС «грунтовий масив - інженерні захисні конструкції – існуюча будівля» на всіх етапах будівництва дозволяє виявляти вплив влаштування конструкцій підірних стін та котловану на основу сусідніх будівель і завчасно, ще на стадії проектування, передбачати інженерні заходи для збереження їх напружено-деформованого стану.

Даний підхід, використаний на даному експериментальному майданчику, дав змогу обрати раціональні розміри та розташування захисного екрану, що в свою чергу дозволило на 15% знизити кошторисну вартість інженерного захисту.

5.3. Висновки до розділу 5.

1. Розроблено алгоритм проектування інженерних захисних конструкцій фундаментів існуючого будинку в зоні впливу нового будівництва із підземними приміщеннями в умовах щільної забудови.
2. Показано переваги використання числового моделювання системи «грунтовий масив - інженерні захисні конструкції – існуюча будівля» для врахування технологічного впливу влаштування паль огороження котловану та подальшої розробки котловану.
3. Проведено порівняння результатів числового моделювання напружено-деформованого стану «грунтовий масив - інженерні захисні конструкції – існуюча будівля» із використанням розробленого алгоритму розрахунку та результатами натурних спостережень за деформаціями існуючого будинку в зоні розробки котловану.
4. Показано, що дослідження НДС системи «грунтовий масив - інженерні захисні конструкції – існуюча будівля» за запропонованим алгоритмом дозволяє спрогнозувати вплив нового будівництва на додаткові осідання оточуючої забудови та дозволяє стабілізувати НДС ґрунтового масиву при проведенні робіт підземного простору.

ВИСНОВКИ

1. Вперше розроблено методику розрахунку інженерних захисних конструкцій, яка дозволяє розкрити напружено-деформований стан системи «грунтова основа – інженерні захисні конструкції – існуюча будівля» та виявити взаємовплив кожного елемента системи на різних етапах будівництва.

2. Встановлено, що при виборі моделі ґрунтового середовища необхідно ідентифікувати розрахункові параметри ґрунтів шляхом виконання натурних випробувань інженерних захисних конструкцій, що дозволяє мінімізувати розбіжність між результатами числового моделювання та експериментальними даними до 10%.

3. Виявлено вплив параметрів захисного екрану на напружено-деформований стан основи фундаментів сусідніх будівель, серед яких: довжина, жорсткість, положення екрану між будівлею та огороженням котловану. Використання раціональних параметрів екрану дозволяє зменшити додаткові переміщення фундаментів сусідніх будівель до 40%.

4. Показано, що на етапі виконання паль огороження котловану спостерігається суттєвий вплив на оточуючу забудову, що залежить від послідовності захваток та порядку влаштування паль в межах самої захватки. Використання раціональної послідовності виконання паль дозволяє до 30% зменшити додаткові переміщення фундаментів існуючих будівель.

5. Розроблена методика впроваджена в лабораторії числових методів в геотехніці КНУБА. Використання даної методики дозволяє запобігати аварійним ситуаціям існуючих споруд при зведенні висотних будинків із підземними приміщеннями в умовах щільної забудови м. Києва.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абелев Ю. М. Основы проектирования и строительства на просадочных грунтах. 2-е изд., и доп. М. : Гостройиздат, 1968. 431 с.
2. Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С. Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах руйнування простових тіл // КНУБА, 2005, 298с.
3. Безухов Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. М. : Высшая школа, 1961. 531 с.
4. Березанцев В. Г., Ярошенко В. А., Прокопович А. Г., Разоренов И. Ф., Сидоров Н. Н. Исследование прочности песчаных оснований. Труды ЦНИИИС, М. : Трансжелдориздат, 1958. Вып. 28. 120 с.
5. Бескин М. Г. Давление грунта на подпорные стенки при наличии временной нагрузки на поверхности. В кн.: Исследование по теории сооружений. Вып. IV. М. : Госстройиздат, 1954. С. 557–571.
6. Билеуш А. И. Теоретические основы расчета удерживающих сооружений и эффективности их работы при закреплении оползневых склонов : диссертация доктора технических наук : 05.23.02. ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. Л., 1984. 440 с.
7. Билеуш А. И., Середяк Я. И., Марченко А. Г., Штекель А. С. Инженерная подготовка территорий в сложных условиях. К. : Будівельник, 1981. 208 с.
8. Билеуш, А. И. Защита территорий Украинской ССР от оползневых процессов. К. : “Знание» УССР, 1983. 17 с.
9. Бишоп А. У. Параметры прочности при сдвиге ненарушенных и перемятых образцов грунта [пер. с англ. под ред. В. Н. Николаевского] *Определяющие законы механики грунтов*. М. : Мир, 1975. С. 7–75.
10. Біда С.В. Зсувні процеси на схилах річкових долин, складених лесовими грунтами (на прикладі полтавського лесового плато) / С.В. Біда, Ю.Й. Великодний, О.В. Куц, К.В. Підрійко, А.М. Ягольник // *Основи та фундаменти: Міжвід. наук.-техн. збірник*. – К.: КНУБА, 2015. – Вип. 37. – С. 260–271.

11. Бойко І.П. Горизонтальне навантаження на утримуючі конструкції в складних інженерно-геологічних умовах / І. П. Бойко, О.О. Арешкович, М.М. Кризький // *Основи і фундаменти*. – К.: КНУБА, 2013. – Вип. 34. – С. 3-8.
12. Бойко И. П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. доктора тех. наук : 05:23:02. Киевский инж. строй. институт. К., 1988. 372 с.
13. Бойко И. П., Шехаде А. К. Взаимодействие удерживающих противооползневых конструкций с оползнем. *Тезисы докладов 52-й Научно-технической конференции*. К. : КИСИ, 1991. С. 82–83.
14. Бойко І.П. Взаємодія палі у складі підпірної стіни з основою / Л. О. Скочко, І. П. Бойко // *Основи і фундаменти*. – К.: КНУБА, 2011. – Вип. 32. – С. 27-35.
15. Бойко І.П. Моделювання взаємодії комплексних підпірних стін з ґрунтовою основою / Л. О. Скочко, І. П. Бойко // *Містобудування та територіальне планування*. – К. : КНУБА, 2012. – Вип. 46. – С. 528-536.
16. Болдырев Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса [Монография]. Пенза : ПГУАС, 2008. 696 с.
17. Бойко І.П., Ручківський В.В. Вплив фундаментів будинку на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій / В.В.Ручківський // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 38. – С.9-15. DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.9-15.
18. Блащук Н. В. , Маєвська І. В. , Губашова В. Є. , Vlashchuk N. , Maevska I. , Gubashova V.. Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки . Блащук Н. В. Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки [Текст] / Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, В. Є. Губашова // *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*. – 2022. – № 2. – С. 132-141.
19. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Тихолаз О. О.. Вплив глибини підвалу на конструктивне рішення стрічкового фундаменту під зовнішні стіни. Маєвська І.В. Вплив глибини підвалу на конструктивне рішення стрічкового фундаменту під зовнішні стіни / І.В. Маєвська, Н.В.Блащук,О.О.Тихолаз //«Вчені записки Таврійського національного університету імені В.І.Вернадського». Серія Технічні

науки, - 2019.-Том 30 (69), №3, частина 2, с.206-213

20. Боткин А. И. О прочности сыпучих и хрупких материалов. *Изв. НИИ гидротехники*. М., 1940. XXVI. С. 205–236
21. Будин В. А. Тонкие подпорные стенки. Л. : Стройиздат, 1974, 191 с.
22. Винников Ю. Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі. Полтава : ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. 237 с.
23. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі : монографія / Ю.Л. Винников. – Полтава : ПолтНТУ, 2016. – Вид. 2-ге, перероб. і доп. – 280 с.
24. Винников Ю.Л., Веденисов А.В. Модельні дослідження ефективності ґрунтоцементних роздільних екранів для захисту будівель від впливу нового будівництва Вісник Національного дослідницького політехнічного університету. Серія: Будівництво і архітектура – 2015 – С.51-63 - DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04.
25. Винников Ю.Л., А. В. Суходуб, О.В. Кичаєва Моделювання напружено-деформованого стану системи «реконструйована будівля – фундаменти – основа» DOI: 10.15593/2224-9826/2015.2.04
26. Винников Ю.Л., М.О. Харченко, Д.А. Єрмолаєнко, М.К. Акоюян Геотехнічний моніторинг улаштування котловану новобудови поруч з існуючими будівлями, Збірник наук. праць Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика / УДК 69:624.152-047
27. Вопросы геотехники (под. Ред. М.Н. Гольдштейна). М. : 1956, 194 с.
28. Вялов С. С. Вопросы теории деформируемости связных грунтов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1966. №3. С. 1–4.
29. Герсеванов М. Н. Свайные основания и расчет фундаментов сооружений. М. : Стройвоенмориздат, 1948. 270 с.
30. Гинзбург Л. К. О распределении давления грунта между рядами свай. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1985, №2. С. 28.

31. Гинзбург Л. К., Коваль В. Е., Лабкин З. Б., Васковская В. С. Распределение усилий между рядами свай противопопзневой конструкции. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1990, № 2. С. 7–11.
32. Гинзбург Л. К. Противопопзневые удерживающие конструкции. М. : Стройиздат, 1979. 80 с.
33. Глушков Г. И. Статика и динамика сооружений, заглубленных в грунт. М. : Стройиздат, 1967. 212 с.
34. Гожик П. Ф., Демчишин М. Г. Геотехнічні проблеми використання схилів на урбанізованих територіях. *Галузеве машинобудування, будівництво* : зб. наук. праць. Полтава : ПолтНТУ, 2012. Вип. 4(34). Т. 1. С. 96–101.
35. Голушкевич С. С. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды. Гостехиздат, 1948. 148 с.
36. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М. : Стройиздат, 1971. 368 с.
37. Горбунов-Плсадов М.И., Ильичев В.А., Крутов В.И. и др Основания, фундаменты и подземные сооружения [Под общ. Ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова]. М. : Стройиздат, 1985. 480 с. (Справочник проектировщика)
38. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. М. : Стройиздат, 1984. 574 с.
39. Готман А. Л., Готман Ю. А. Особливості проектування закріплення ґрунтів огороження глибоких котлованів. *Галузеве машинобудування, будівництво* : зб. наук. праць. Полтава : ПолтНТУ, 2012. Вип. 4(34). Т. 1. С. 87–95.
40. Готман А. Л., Суворов М. А. Расчет противопопзневых ленточных многорядных свайных сооружений. *Будівельні конструкції* : міжвідомчий науково-технічний зб. наук. праць (будівництво). К. : НДІБК, 2008. Вип. 71: в 2-х книгах. Кн. 2. С. 208–220.
41. Гулакян К. А., Кюнтцель В. В., Постоев Г. П. Прогнозирование оползневых процессов [Всесоюз. науч.-исслед. ин-т гидрогеологии и инж. Геологии]. М. : Недра, 1977. 135 с.

42. Далматов Б. И., Лапшин Ф. К., Россохин Ю. В.. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. Л. : Стройиздат, 1975. 240 с.
43. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва. К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014.
44. ДБН В.1.1-3-97. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів і обвалів. Основні положення.
45. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. К. : Мінрегіон України, 2009
46. Дергачев П. В. К расчету устойчивости ячеистых конструкций. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. М., 1963. № 2. С. 17–19.
47. Дидух Б. И. Упругопластическое деформирование грунтов. М. : УДН, 1987. 166 с.
48. Дорфман А. Г. Вопросы расчета устойчивости склонов и давление грунтов на подпорные сооружения. *Инженерная геология*. 1984. № 5. С. 25–27.
49. Дранников А. М. Оползни: Типы, причины образования, меры борьбы [Науч.-техн. горное с-во. Киевское межобл. правл.]. К. : Изд-во отд. Укргипросельстроя, 1956. 102 с.
50. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. К. : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997.
51. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. К. : Мінрегіон України, 2015.
52. Дуброва Г. А. Взаимодействие грунта и сооружения. М. : Речной транспорт, 1963. 218 с.
53. Дуброва Г. А. Методы определения распорного давления грунта при расчете гидротехнических сооружений. М. : Машстройиздат, 1947. 178 с.
54. Дубровский М. П. Определение напряженно деформированного состояния причальных сооружений и их оснований методом конечных элементов. Диссер. Канд. Техн. Наук . Ленингр. поли техн. институт им. М. И. Калинина, Л., 1983.

55. Жемочкин Б. Н. Расчет упругой заделки стержня (изгиб стержня в упругом полупространстве). М. : Стройиздат, 1948. 68 с.
56. Завриев К. С. К расчету свай и оболочек на горизонтальные нагрузки. *3я Всесоюзная научн. исслед. транспортн. строительства*, 1966. Вып. 59. С. 137–151.
57. Зеленский В. С. Определение давления сыпучей среды на подпорные стенки с ребристой гранью. *Основания фундаменты и механика грунтов*, 1973, №5. с.
58. Зенкевич О., Морган К. Конечные элементы и аппроксимация. М. : Мир, 1986. 318 с.
59. Знаменский В. В. Инженерный расчет горизонтально нагруженных групп свай. М. : Асоц. строит. вузов. 128 с.
60. Зоценко М. Л., Винников Ю. Л., Харченко М. О., Виноградова А. М., Костенко О. В. Моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву зсувного схилу Зб. наук. праць. Серія: *Галузеве машинобудування, будівництво*. Полтава : ПолтНТУ, 2013. Вип. 3(38). Т. 1. С. 160–169.
61. Зоценко Н. Л., Розенфельд И. А., Шокарев В. С., Корниенко Н. В. Геотехнические аспекты строительства на лессовых грунтах. *Світ геотехніки*. Запоріжжя : ООО “НПК “Интрер-М”, 2005. №3 С. 16–20.
62. Зоценко М. Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. Полтава : ПолтНТУ, 2003. №12. С. 96–104.
63. Зоценко М. Л., Борт О. В. Ефективність роз’єднувальних стінок у ґрунті при захисті існуючих будівель від впливу новобудов // *Бетон і залізобетон в Україні*. -2007. - №1 – С.24-27.
64. Кандауров И. И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. 280 с.
65. Каншин. А. А, Плуталов А. С. Расчет свай по волновой теории. Днепропетровск : ДИСИ, 1930. 89 с.

66. Киричек Ю. А. Комбинированные массивно-плитные фундаменты. Ресурсосберегающие методы расчета и проектирования. Днепропетровск : ПГАСА, 2001. 207 с.
67. Кіричек Ю.О., Кочан С.М., Семенов Є.Д. Вплив зволоження ґрунтів на стійкість схилів. *Будівельні конструкції* : міжвідомчий науково-технічний зб. наук. праць (будівництво). К. : ДП НДІБК, 2016. Вип. 83 : в 2-х книгах. Кн. 1. С. 427–432.
68. Клейн Г. К. Давление на подпорную стену в зависимости от её перемещений и жесткости основания. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1963, №3. С.1–4.
69. Клейн Г. К. Расчет подпорных стен. М. : Высшая школа, 1964, 196 с.
70. Клейн Г. К. Строительная механика сыпучих тел. М. : Госстройиздат, 1956. 252 с.
71. Кошелева Н. Н. Проектування утримуючих стінок при зміні вертикального планування територій. *Світ геотехніки*. К. : Інтер-М, 2010. вип. 3(27). С. 22–25.
72. Кочкар'юв Д.В., Галінська Т.А. Розрахунок нормальних перерізів згинальних залізобетонних та фібробетонних елементів. Збірник наукових праць за матеріалами I Міжнародної азербайджансько-української конференції «BUILDING INNOVATIONS–2018», Баку
73. Кочкар'юв Д.В., Бабич В.І. Жорсткість перерізів і кривина залізобетонних елементів з одиничною арматурою. *Комунальне господарство міст*, Харківська національна академія міського господарства, 2011, вип. 97. С.35-43.
74. Крыжановский А. Л., Харин Ю. И. Использование закона Кулона в решении задач предельного состояния оснований. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1984. № 7. С. 24–27.
75. Кузло М.Т., Власюк І.А. Математичне моделювання напружено-деформованого стану ґрунтових масивів у процесі руху вільної поверхні // Тез.и Всеукр. наук. конф. «Сучасні проблеми прикладної математики та інформатики». – Львів, 2004. – С.36.
76. Кураш С. Ю., Сазонова И. Р., Калюх Ю. И., Каргопольцева Т. Г. Влияние

глубокого котлована на изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива в условиях плотной городской застройки г. Киева. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво)*. К. : НДІБК, 2008. Вип. 71: в 2-х книгах. Кн. 1. С. 434–442.

77. Кушнер С.Г. Розрахунок деоформацій основ будівель і споруд. З.: ООО «ІПО Запоріжжя» 2008. - 67 іл., 496с.

78. Кюнтцель В. В. Закономерности оползневого процесса на европейской территории СССР и его региональный прогноз. М. : Недра, 1980. 213 с.

79. Лебеда О. Ф., Корнієнко М. В., Мовчан В. О., Михайловський О.С. Досвід використання паль огороження котловану в якості несучих та огорожуючих елементів будинку при зведенні підземних поверхів в умовах щільної міської забудови. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво)*. К. : НДІБК, 2008. Вип. 71 в 2-х книгах. Кн. 1. С. 557–564.

80. Лучковський І. Я., Никитенко В. І. Определение безопасных размеров вертикальных выемок грунта внутри подземного сооружения. *Будівельні конструкції*. К. : НДІБК, 2004. №61, т.2. С. 64–70.

81. Маковецький О. А., Міллер К. А., Галімова В. В. Проектування огорожень котлованів із буросекучих ґрунтоцементних елементів. Зб. наук. праць. Серія: *Галузеве машинобудування, будівництво*. Полтава : ПолтНТУ, 2013. Вип. 3(38). Т. 2. С. 228–233.

82. Малышев М. В., Прочность грунтов и устойчивость оснований и сооружений, М. : Стройиздат, 1994. 228 с.

83. Маслов М. М. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними). М. : Стройиздат, 1971. 320 с.

84. Маслов Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М. : Высшая школа, 1982. 510 с.

85. Митинский В. М., Кодрянова Р. М. Строительство зданий с использованием подземного пространства в стесненных существующей застройкой условиях *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний*

- зб. наук. пр. (будівництво). К. : НДІБК, 2008. Вип. 71: в 2-х книгах. Кн. 2. С. 282–289.
86. Моргун А. С. Метод граничних елементів в розрахунках схилів: [монографія]. Вінниця : ВНТУ, 2012. 95 с.
87. Немчинов, Юрий Иванович. Метод пространственных конечных элементов (с приложением к расчету зданий и сооружений) [Текст] / Ю. И. Немчинов. - К. : Изд-во НИИ строит. конструкций, 1995. - 368 с. - ISBN 5-8238-0409-1
88. Носенко В.С., Скочко Л.О., Маламан А. Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових моделей ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ – К.: КНУБА 2021. – Вип. 43. – С. 40-51
89. Николаевский В. Н. Современные проблемы механики грунтов Определяющие законы механики грунтов. М. : Стройиздат, 1975. С. 210–227.
90. Николаевский В. Н. Дилатансия и законы необратимого деформирования грунтов. *Основани, фундаменти и механика грунтов*. 1979. №5. С. 2–32.
91. Николаевский В. Н. Механические свойства грунтов и теория пластичности. *Механика твердых деформируемых тел*. ВИНТИ. 1972. Т. 6. С. 86
92. Николаевский В. Н. Определяющие уравнения пластического деформирования сыпучих сред. *Прикладная математика и механика*. 1971. №6. С. 1070–1082
93. Николаевский В. Н. Сырников Н. М., Шефтер Г. М. Динамика упруго-пластических дилатирующих сред. М. : Наука, 1975, С. 397–413.
94. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. К. : ВПП “Компас”, 2002. 597 с.
95. Петренко Е. Ю., Солодей І. І., Махді Гараханлу М. Інженерний захист територій при забудові зсувонебезпечного схилу. *Будівельні конструкції* : Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). К. : НДІБК, 2008. Вип. 71: в 2-х книгах. Кн. 2. С. 242–249.
96. Петренко В. Д., Лісневський М. А. Порівняльний аналіз напружено-деформованого стану кутової підпірної стінки на пальовому фундаменті. Зб.

наук. праць. Серія: *Галузеве машинобудування, будівництво*. Полтава : ПолтНТУ, 2013. Вип. 3(38). Т. 2. С. 279–287.

97. Пономарев А. Б., Клевеко В. И., Офрихтер В. Г., Новодзинский А. Л., Сосновских Л. В. Анализ устойчивости оползневого склона и проектирование армированной подпорной стенки. *Будівельні конструкції : міжвідомчий науково-технічний зб. наук. пр. (будівництво)*. К. : НДІБК, 2008. Вип. 71: в 2-х книгах. Кн. 2. С. 200–207.

98. Ручківський В.В. Взаємодія інженерних захисних конструкцій з ґрунтовою основою в умовах щільної міської забудови / В.Ручківський // Науково-технічний збірник «Опір матеріалів і теорія споруд». – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 110. – С. 507-519. DOI: 10.32347/2410-2547.2023.110.507-519.

99. Ручківський В.В. Вплив захисного екрану на напружено-деформований стан оточуючих будівель у зоні нової забудови / В.Ручківський // Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти». – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С. 99-106. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.153-160.

100. Ручківський В.В. Вплив параметрів інженерних захисних споруд на ефективність їх використання на території щільної забудови / В.Ручківський // Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти». – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 47. – С. 153-160. DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.99-106.

101. Ручківський В.В. Формування напружено-деформованого стану основи при зведенні фундаментів на різних відмітках в щільно забудованій території / В.Ручківський // Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти». – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 64-71. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71.

102. Ручківський В.В. Взаємодія ґрунтової основи та групи паль, об'єднаних ростверком / В.В.Ручківський // Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти». – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С.79-86. DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.79-86.

103. Ручківський В.В. Напружено-деформований стан підірних 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.

104. Савицький О. А., Динаміка фундаменту на шарі водонасиченого ґрунту. Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. К. : КНУБА, 2015. Вип. 37. С. 128–137.

105. Самородов О.В., Дитюк О.Є., Табачников С.В. Натурні дослідження початкових осідань, які не з'єднані плитою, у складі комбінованого плитно-пального фундаменту. Український журнал будівництва та архітектури, №6, 2022. С.90-98.

106. Самородов О.В. Визначення відстані (кроку) між елементами однорядних дискретних підпірних стін котлованів, Науковий вісник будівництва, том 4, №106, С.116-122.

107. Сахаров А. С. Моментная схема конечных элементов (МСКЭ) с учётом жёстких смещений. Сопротивление материалов и теория сооружений. К. : Будівельник, 1974, Вып. 24. С. 147–156.

108. Сахаров А. С., Альтенбах И. Метод конечных элементов в механике твердых тел. К. : Вища школа, 1982. 478 с.

109. Сахаров В. О. Моделювання взаємодії пального фундаменту з нелінійною основою в умовах прибудови : дис...канд. техн. наук : 05.23.02. Київський національний ун-т будівництва і архітектури. К., 2005. 206 с.

110. Семенков О. Г. Определение критического расстояния между элементами удерживающего сооружения оползневых склонов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1989, №16. С. 11–12.

111. Сидоров Н. Н. Сипидин В. П. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов. Л. : Изд. лит. по строит., 1972. 136 с.

112. Симувиледи И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. М. : Высшая школа, 1973. 431 с.

113. Синельников В. В. Аналитический вывод формул давления сыпучего тела на стенку. *Труды МИИТ*, Вып. 69. М. : Трансжелдориздат, 1946.

114. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. М. : Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1954. 243 с.
115. Сотников С. Н., Симагин В. Г., Вершинин В. П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений; Под ред. С. Н. Сотникова. М. : Стройиздат, 1986. 96 с.
116. Скочко Л.О. Особливості числового моделювання напружено-деформованого стану багатоярусних підпірних стін з врахуванням зміни конфігурації їх окремих ярусів : дис. канд. техн. наук : 05.23.02. КНУБА К., 2017.
117. Скочко Л.О. Вплив положення багатоярусних підпірних стін в плані на величину горизонтальних переміщень та значення згинальних моментів. Сучасні проблеми архітектури та містобудування, випуск 48, КНУБА К. 2017.
118. Терцаги К., Пек Ральф Б. Механика грунтов в инженерной практике. М. : Госстройиздат, 1958. 607 с.
119. Терцаги К. Теория механики грунтов. М. : Гос.изд-во по стр-ву и арх-ре, 1961, 508 с.
120. Титаренко В. А. Визначення ефективності параметрів шпунтової стінки при реконструкції в умовах щільної забудови. *Галузеве машинобудування, будівництво* : зб. наук. праць. Полтава : ПолтНТУ, 2010. Вип. 3(28). С. 259–265.
121. Трофимчук А. Н., Глебчук А. С. Математическое моделирование изменения напряженно-деформированного состояния оползневого массива при наличии здания и обустройстве котлована в условиях подтопления. *Будівельні конструкції* : міжвідомчий науково-технічний зб. наук. пр. (будівництво). К. : НДІБК, 2008. Вип. 71 : в 2-х книгах. Кн. 1. С. 95–104.
122. Федоровский Ф. Г. Современные методы описания механических свойств грунтов. *Строительство и архитектура. Сер. 8. Строительные конструкции*. 1985. Вып. 9. 73 с.
123. Фисенко Г. Л. Устойчивость бортов угольных карьеров. М. : Углетехиздат, 1956. 230 с.
124. Флорин В. А. Основы механики грунтов. М. : Госстройиздат, 1959. 357 с.
125. Хазин В. И. Экспериментальные исследования зависимости несущей

способности пирамидальных свай от угла коничности. ОиФ. К. : Будівельник, 1972. Вып. 5. С. 124–128.

126. Харр М. Е. Основы теоретической механики грунтов [Перевод с англ. Проф. М.Н. Гольдштейна]. М. : Стройиздат, 1971. 319 с.

127. Хонелия Н. Н. Результаты исследования бокового давления грунта засыпки на тонкую подпорную стенку. *Будівельні конструкції* : міжвідомчий науково-технічний зб. наук. праць (будівництво). К. : НДІБК, 2008. Вип. 71 : в 2-х книгах. Кн. 2. С. 427–432.

128. Хорунжий В. И. Расчет тонких (гибких) стен вариационним методом. *Світ геотехніки*. К. : Інтер-М, 201. Вип. 3(27). С. 26–29.

129. Цимбал С.Й. Експериментальне дослідження напруженого стану в основі моделі висячої палі // Республ. міжвідомчий науч.-техн. зб. Основи і фундаменти – Київ: Будівельник, 1973. - Вип.6. – С.134-141.

130. Цытович Н. А. Механика грунтов. М. : Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре. 1963. 636 с.

131. Червинский Я. И., Дмитриев Д. А., Шуминский В. Д., Шиловская О. В., Шпаковская О. М. Анализ устойчивости склона с учетом этапов строительства жилищно-офисного комплекса в г. Киеве. *Будівельні конструкції* : Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). К. : НДІБК, 2008. Вип. 71: в 2-х книгах. Кн. 1. С. 565–573.

132. Червинский Я. И., Дмитриев Д. А., Шуминский В. Д., Шиловская О. В., Шпаковская О. М. Особенности работы грунтовых анкеров с учетом этапов строительства жилищно-офисного комплекса в г. Киеве. *Будівельні конструкції* : міжвідомчий науково-технічний зб. наук. пр. (будівництво). К. : НДІБК, 2008. Вип. 71: в 2-х книгах. Кн. 1. С. 574–580.

133. Червинський Я. И., Шуминський В. Д., Шидловська О. В. Оцінка стійкості схилу за методом Г.М. Шахунянца з урахуванням роботи підпірних стін, що підсилені анкерами, на об'єкті будівництва по вул. Глибочицькій, 43 в Шевченківському районі м. Києва. *Галузеве машинобудування, будівництво* : зб. наук. праць. Полтава : ПолтНТУ, 2012. Вип. 4(34). Т. 1. С. 290–295.

134. Шаповал А. В., Нестерова Е. В., Шаповал В. Г., Бойко И. Л. До питання точності визначення напружено-деформованого стану будівельних конструкцій на ґрунтовій основі із використанням методу скінченних елементів Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. К. : КНУБА, 2015. Вип. 37. С. 138–144.
135. Шахунянц Г.М. Расчет устойчивости склонов. *М-лы совещания по вопросам изучения оползней и мер борьбы с ними*. Киев, 1964. 218-226.
136. Швец В. Б., Гинзбург Л. К., Гольдштейн В. М. Справочник по механике и динамике грунтов. К. : Будівельник, 1987, 232 с.
137. Школа А. В. Экспериментальные исследование естественной прочности анизотропии лессовых грунтов. *Труди 3-ої Української конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування*. Одеса : ОДАБА. 1997. С. 334-336.
138. Яропольский И. В. Основания и фундаменты. Л. : Государственное издательство водного транспорта. Ленинградское отделение. 1954. 456 с.
139. Baumon T. Numerical analysis and reality in tunneling-Verification by measurements. *Numerical methods in Geotechnics: Proc. 6th Int. Conf., Innsbruck, 11-15 Apr, 1988*-Svoboda(ed.), Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1988 pp. 1457–1464.
140. Beer G., Dünser Ch. Simulation of Sequential Tunnel Excavation Construction with the Boundary Element Method. *Computational methods in tunneling*. 2009. pp. 147 – 154.
141. Benjamim C.V.S., Bueno B.S., Zornberg J. G., Katzenbach R., Bachman G., Gutberlet C. Comparison between field monitoring and numerical results of a woven geotextile-reinforced soil retaining wall. *Proceedings of the 16-th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* [ISBN 978-1-61499-9 (online)]. Rotterdam, Millpress Science Publishers/IOS Press, 2005. Vol. 1–4. pp. 1323–1326. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1323
142. Bossher P.J., Gray D.H. Soil Arching in Sandy slopes, of Geotechnical Engineering. 1966. Vor.112, N.6. pp. 626–645
143. Boyko I., Boyandin V., Delnik A., Kozak A., Sakharov A. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. Archive of

- Applied Mechanics, 62, 1992. vol.14. pp.315–328.
144. Boscardin M.D., Cording E.J. Building response to excavation induced settlements. *J. Geotech. Eng.*, 115, 1. Pp. 1-21, 1989.
145. Burghignoli A., Lacarbonara F.M., Soccodato A study of the response of monumental and historical structures to tunnelling. *Geotechnical aspects of underground constuction in soft ground*. 2006 Taylor & Francis Group, London, p-487-493.
146. Burland J.B. Assessment of risk damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Proc. Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, 2001
147. Brinkgreve, R.B. (2005) Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application. *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*, Austin, 24-26 January 2005, 69-98. [https://doi.org/10.1061/40771\(169\)4](https://doi.org/10.1061/40771(169)4)
148. Chen W.-F. Limit analysis and soil plasticity. New York : Elsevier, 1975. 638 p.
149. Chen W.-F., Saleeb A. F. *Constitutive Equations for Engineering Materials*. Vol. 1, Elasticity and Modelling? Vol. 2, Plasticity and Modelling, Wiley. Interscience, New York, 1981. 1994. 559 p.
150. Chen W.-F., Suzuki H. Constitutive models for concrete. *Computers and structures*. Vol. 12, № 1, 1980, pp. 23–32.
151. Chow Ch.-M., Tan Y.-Ch. Soil nail design: Malaysian perspective. *2-Day Course on Geotechnical Engineering, 30–31 May 2005*. Malaysia: The Institution of Engineers, 2005.
152. Cooke R.W., Bryden-Smith D.W., Gooch M.N. Some Observation of the Foundation Loading and Settlement of a Multi_storey Building on a Piled Raft Foundation in London Clay. *Proc. Of the Institution of Civil Engineers*, London, vol. 70, part 1, pp. 433-460. Aug. 1981.
153. Coulomb C. A. Essai sur une application des regles de maximis et minimis a queleges problemes de statique, relatifs a l'architecture. *Memoires de Mathematique et de Physique*, presents a l'Academie, Royale des Sciences par drivers savans, et lus dans ses Assemblies, 1773, 1776, pp. 343-382, Paris (English translation: Note on an

application of the rules of maximum and minimum to some statical problems, relevant to architecture, Heyman J. 1997, 41-74).

154. Dalerei G., Grosso A. Nonlinear finite element analysis of piles in cohesion less soils. *Soil mech. and Found. Eng. Proc. 10 Int. Conf.*, Stockholm, 15-19 June. Rotterdam, 1981, vol. 2. pp. 681–684.

155. De Borst R. Calculation of collapse loads using higher order elements. *Deformation and Failure of Granular Materials*. Rotterdam, 1982, pp. 503-513.

156. Desai C. S. Numerical design and analysis of piles in sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE, 1974. Vol. 100, № 6. pp. 613–635.

157. Doubrovsky M. P., Meshcheryakov G. N. Numerical and physical modeling of u-shape sheet piles behavior. *Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. К. : КНУБА, 2015. Вип. 37. С. 104–116.

158. Doubrovsky M.P., Poizner M.V., Kalichava D.K., Kuzmenko Y.V., Kaluzniy A.V. Assessment of soil lateral pressure depending on retaining wall displacements. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* [ISBN 978-1-61499-9 (online)]. Rotterdam, Millpress Science Publishers/IOS Press, 2005. Vol. 1-4. pp.889–892. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-889.

159. Drucker D. C. Prager W. Soil mechanics and plastic analysis of limit design. *Quarterly of applied mechanics*. 1952. Vol. 10. No. 2. pp. 157–165

160. Duncan J. M., Chang C.-Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1970. № 96 (SM5). pp. 1629–1653.

161. Fellenius B., Haagen T. New pile force gauge for accurate measurements of pile behavior during and following driving. *Piles a new force gauge, and bearing capacity calculations*. Stockholm, 1970. pp. 355–362.

162. Goldscheider, M & Gudehus, G. (1974). *Verbesserte Standsicherheitsnachweise, Vortage der Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/ Main-Hochst*, 99-118.

163. Jamiolkowski M., Leroueil S., Lo Presti D.C.F. Design parameters from theory

- to practice, Theme Lecture, Proc. Geo-Coast'91, Port and Harbor Research Institute, Japanese Ministry of Transport, Yokohama, 2. 1991. pp. 877–917
164. Janbu N. Slope stability computation. Embankment-Dam Engineering. 1973. Casagrande volume. pp. 47–86.
165. Katzenbach R., Bachman G., Gutberlet C. Pile-Soil-Wall-Interaction during the construction process of deep excavation pits. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* [ISBN 978-1-61499-9 (online)]. Rotterdam, Millpress Science Publishers/IOS Press, 2005. Vol. 1–4. pp.1501–1504. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1501.
166. Kezdi. A. Earth pressure on retaining walls tillung Cout the tol. *Brussels Conference on Earth Pressure Problems*, 1958. Vol. 1pp.15-27.
167. Kim N.K., Park J.S., Jang H.J., Kim M.Y., Han M. Y., Kim S.B.. A new IPS earth retention system. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* [ISBN 978-1-61499-9 (online)]. Rotterdam, Millpress Science Publishers/IOS Press, 2005. Vol. 1–4. pp.1369-1372. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1369.
168. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1963. Vol. 89. Issue 1. pp. 115–144.
169. Kull T., Mets M., Leppik V. Interaction of piles and raft// Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference. «Historical Experience and Challenges of Geotechnical Problems in Baltic Sea Region, 22-24 September. – Lithuania, 2016.
170. Lade P. V., Duncan J. M. Cubical triaxial test on cohesionless soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 1973. vol. 99 (SM 10), pp. 793–812.
171. Lade P. V., Yamamuro J. A. Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. *Canadian Geotechnical Journal*. 1997. Iss. 34(6). pp. 918–928.
172. Martin J. P., Potts D. M. A numerical study of skin friction around driven piles. Proc. 3rd int. conf., Cambridge, Mass., 2-5 Aug., 1982, vol. 1, Washington, 1983. pp. 283–293.
173. Milovic D.M. Stresses and displacements prodesed by a ring foundation.

Proceedings of the Eighth Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering. – V. 1.3. M., 1973. – Pp.167...171.

174. Meyerhof G. G., Murdock L. An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clays. *Geotechnique*, London, vol. 3, №7. p. 53.

175. Mróz Z. On the description of anisotropic workhardening. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 1967. N 15. pp. 163-175.

176. Mróz Z., Pietruszczak St., A constitutive model for sand with anisotropic hardening rule. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1983. N7. pp. 305-320.

177. Muir Wood D. *Soil behavior and critical state soil mechanics*. Cambridge : Cambridge University Press, 1990. 465 p.

178. Murthy V.N.S. *Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering* [ISBN 0-8247-0873-3]. New York, NY : Marcel Dekker, Inc. 2002. 1035 p.

179. Ou Chang-Yu. *Deep excavation. Theory and practice* [ISBN 13: 978-0-41540822-6]. London : Taylor & Francis Group, 2006. 532 p.

180. *Plaxis 2D 2015. Reference manual*, Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherland, 424 p. [ISBN-13: 978-90-76016-18-4]

181. Pichugin Sergii. The allowable stress method is the basis of the modern method of calculating building structures according to limit states // *Збірник наукових праць «Галузеве машинобудування, будівництво»*, 1 (58), НУ «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». – Полтава, 2022. – С. 17 – 32.

182. Popa H., Thorel L., Gaudin C., Garnier J. Numerical modeling of propped retaining walls – influence of parameters. *Numerical methods in geotechnical engineering* [ISBN 0-415-40822-9]. London : Taylor & Francis Group, 2006. pp. 405– 410.

183. Potts D.M., Zdravkovic L. *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering^ Application*. London^ Thomas Telford. 2001.

184. Quido Záruba, Vojtěch Mencl. *Landslides and their Control*. ACADEMIA / PRAHA, 1982. p. 326.

185. Poulos H.G. Analysis of the settlement of pile groups// *Geotechnique*. 1968. Vol.18 Issue 4. Pp.449-469.
186. Randolph M.F., Design method for pile groups and piled rafts 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5-10 January, New Delhi, India, Vol. 5, pp. 61-82.
187. Roscoe K. H., Burland J. B. On the generalized stress-strain behaviour of “wet” clay. *Engineering plasticity*. Cambridge : Cambridge University Press, 1968. pp. 535–609.
188. Rowe P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*. 1962. Vol. 269, No. 1339. pp. 500–527. DOI: 10.1098/rspa.1962.0193
189. Ruchkivskyi V.V. Influence of distance between a retaining wall and the existing building on stress-strain state of the system « retaining structures – soil massif» / *ACADEMIC JOURNAL Industrial Machine Building, Civil Engineering* 2 (49), 159-170 DOI: /10.26906/znp.2017.49.837/
190. Sakharov V. Interaction study of the frame building with foundation weakening by the underground mines under the seismic load / Sakharov V, L. Skochko, V. Zhuk // *Motrol. Commission of motorization and energetics in agriculture, Lublin – Rzeszów*, 2014 - 16, vol. 8 – pp. 37-44.
191. Sakharov V., Skochko L., Zhuk V. Interaction Study of the frame with foundation weakened by the underground mines under the seismic load. *The eighth issue of the international scientific journal "Motrol"* [ISSN: 1730-8658]. Lublin, Poland, 2014. Vol. (16) N8. pp. 37–44.
192. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. *Mitt. Inst. für Geotechnik* 45. Universität Stuttgart. Stuttgart, 1998. 152 p.
193. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam. 1999, pp. 281–290.

194. Schofield A. N., Wroth C.P. Critical State Soil Mechanics. Mc-Graw Hill, UK. 1968
195. Schweizer R.J., Wright S.G., A survey and Evaluation of Remedial Measures for Earth slope stabilization, Center for Highway Research, Univ. of Texas at Austin, Research Sept. 161-2F, 1974, 123 p.
196. Skrzypczak I., Kogut J., Kokoszka W., Zientek D. Monitoring of landslide areas with the use of contemporary methods of measuring and mapping. *Civil and environmental engineering reports* [ISSN 2080-5187]. Zelona Gora (Poland) : UZ, 2017. 24(1). pp. 069–082. DOI: 10.1515/ceer-2017-0005.
197. Smith I. M. Numerical analysis of deep foundations. Numerical methods in Geomechanics, 1982. pp. 187–201.
198. Smith P. R., Jardine R. J., Hight D. W. The yielding of Bothkennar clay. *Geotechnique*. 1992. Iss. 42(2). pp. 257–274.
199. Soldo Bozo, Oreskovic M. Protection of the construction pit of the kt public garage in Varazdin. *Галузеве машинобудування, будівництво* : зб. наук. праць. Полтава : ПолтНТУ, 2013. Вип. 3(38). Т. 2. С. 3–7.
200. Terzaghi K. Discussion of the progress report of the Committee on the bearing value of pile foundations. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs.*, 1942. 68. pp. 311–323.
201. Toshihisa Adachi, Makoto Kimura, Satoshi Tada. Analysis on the preventive Mechanism of Landslide Stabilizing Piles-Numerical Methods in Geotechnics NUMOG III: Proc. 3rd Int. Symp. Niagara Falls, 8-11 May, 1989. London; New York, 1989. pp. 691–698.
202. Turcek P., Sul'ovska M. Using the observation method for foundations of high-rise buildings / *Geotechnical Engineering in Urban Environments – Rotterdam, 2007 – pp.419-422*
203. Vermeer P.A., Brinkgrive R.B.J. Manual of Plaxis. Rotterdam, 2001.
204. Vermeer P.A., Stolle D.F.E., Bonnier P.G., 1998. From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis Wuhan, China, pp. 2469– 2478.
205. Yoshimmura T., Fukuoka N., Hyodo M., Baimakhan A. R. Importance to Evaluate of Fault Fracture Zones for Construction of Infrastructures in Mountain Area

- by γ -Ray Survey. *International Joint Symposium on Problematic Soils and Geoenvironment in Asia*. 22-23 November, Okinawa, Japan, 2013. pp. 167–173
206. Zienkiewicz O. C. Constitutive laws and numerical analysis for soil foundation under static, transient or cyclic loading. *Proceedings of Second International Conference on Behaviour of Offshore Structures (BOSS)*. London, 1979. P. 23-31.
207. Zienkiewicz O. C. Some non-linear problems of soil statics and dynamics. *Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics*. Berlin : Springer, 1981. P. 239–273.
208. Zvanut P., Logar J., Majes B. Back analyses of anchored bored pile walls. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* [ISBN 978-1-61499-9 (online)]. Rotterdam, Millpress Science Publishers/IOS Press, 2005. Vol. 1–4. pp. 1001–1004. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1001.

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Ручківського Віталія Валентиновича

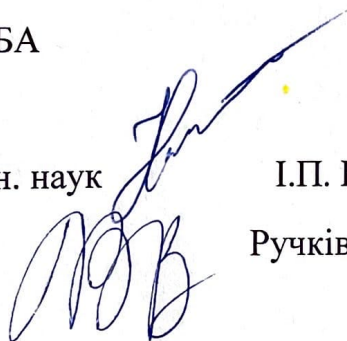
«Особливості взаємодії інженерних захисних конструкцій з ґрунтовою основою при влаштуванні підземних приміщень в щільно забудованій території»

Ми, що нижче підписалися, представник Підрядника ТОВ «ПАЛЯ» Буряк В.І., завідуючий кафедрою основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА), доктор технічних наук, професор Бойко І.П. та аспірант кафедри основ і фундаментів КНУБА Ручківський В.В. склали цей акт на основі того, що розрахунки інженерних захисних конструкцій котловану виконані на об'єкті будівництва ТОВ «ПАЛЯ» в м. Києві у період з 01.06.2017 р. по 31.08.2017р., виконані аспірантом кафедри основ і фундаментів Ручківським В.В. із використанням нової методики розрахунку огороження котловану в умовах щільної забудови при врахуванні взаємовпливу конструкцій котловану та існуючої забудови, дозволили обрати раціональні розміри та розташування захисного екрану, що дозволило знизити на 15% кошторисну вартість інженерного захисту будівельного майданчику.

Від КНУБА

докт. техн. наук

аспірант



І.П. Бойко

Ручківський В.В.

Від ТОВ «ПАЛЯ»

директор В.І. Буряк

