

## Використання плоских та просторових розрахункових моделей для числового моделювання підпірних стін в умовах щільної міської забудови

Віктор НОСЕНКО<sup>1</sup>, Артур МАЛАМАН<sup>2</sup>

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

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

<sup>2</sup>armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.09-20

**Анотація.** В сучасних реаліях будівництво багатоповерхових будинків все частіше доводиться виконувати в умовах щільної міської забудови. Оскільки висотні будівлі характеризуються наявністю глибоких котлованів то виникає необхідність підбору параметрів огорожуючих конструкцій (підпірних стін) та врахування впливу влаштування котловану та огорожуючих конструкцій на існуючу забудову.

Для оцінки впливу вибору розмірності розрахункової схеми при проектуванні глибокого котловану і оцінки його впливу на існуючу забудову та підбору ефективних параметрів огорожуючих конструкцій було виконано числове моделювання напружено-деформованого стану (НДС) елементів «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» при різних варіантах розмірності (плоска двовимірна та просторова тривимірні) розрахункові схеми.

Моделювання виконувалося методом скінчених елементів з використанням нелінійної моделі деформування ґрунтів у програмному комплексі «Plaxis».

Оскільки в межах ділянки будівництва складні ґрунтові умови (наявність значної товщі пластичних та текучих глинистих ґрунтів та потужних водоносних горизонтів) при моделюванні було враховано рівень ґрунтових вод в межах будівельного майданчика та відповідно змодельовано ефект водозниження при розробці котловану для більш коректної оцінки напружено-деформованого стану елементів огороження котловану та впливу на існуючі споруди.

Числові розрахунки підпірних стін передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану.



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



**Артур МАЛАМАН**  
аспірант кафедри  
геотехніки.

Дослідження показали, що використання просторової скінчено-елементної моделі системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» надає можливість більш коректно та ефективно оцінити напружено-деформований стан елементів системи завдяки урахуванню просторової жорсткості елементів огороження котловану та фундаментів існуючих споруд.

Значення переміщень підпірних стін отриманих за розрахунком просторової скінчено-елементної моделі (СЕМ) менші на 20% за значення, отриманні з використанням плоскої СЕМ. Значення згинальних моментів на отриманих за розрахунком просторової СЕМ менші на 10% за значення, отриманні з використанням плоскої СЕМ.

**Ключові слова:** підпірні стіни, числове моделювання, щільна забудова, просторова жорсткість.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Будівництво в умовах щільної забудови завжди має певні складності, особливо якщо це висотне будівництво. Основною метою при влаштуванні котловану в таких умовах є забезпечення його стійкості, та максимальне зменшення додаткових деформацій існуючих будівель при його влаштуванні. В сучасних умовах з використанням числового моделювання можливо ефективно оцінити напружено-деформований стан елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану», та запропонувати ефективне проектне рішення огороження котловану.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В роботах І.П. Бойка [3], Л.О. Бондаревої [2], Н.В. Блашук [1], В.С. Носенка [5] та В.В. Ручківського [6] розглянуто взаємодію підпірних стін з ґрунтовим середовищем та існуючою забудовою.

В роботі Ю.Л. Винникова [4] розглянуто вплив розробки глибокого котловану на напружено-деформований стан огороження котловану.

У праці Кондера [7] висвітлено питання використання нелінійних моделей ґрунтового середовища.

Опис та формулювання моделі деформування ґрунтового середовища Hardening soil model (HSM), а саме врахування зміни модуля деформації ґрунту в залежності від рівня напружень, представлено у праці Т. Шанза [8].

## МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є оцінка впливу вибору розмірності розрахункової схеми (плоска двовимірна або просторова тривимірна) при числовому моделюванні напружено-деформованого стану елементів «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» для проектування глибокого котловану і оцінки його впливу на існуючу забудову.

## ЗАДАЧІ

1) Аналіз інженерно-геологічних умов в межах будівельного майданчика.

2) Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» для 2-х перерізів з використанням плоскої скінчено-елементної моделі.

3) Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» з використанням просторової скінчено-елементної моделі.

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» виконано методом скінчених елементів з використанням програмного комплексу «Plaxis». З метою врахування нелінійного характеру деформування ґрунтів використано критерій Кулона-Мора для опису межі міцності ґрунтів.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В геоморфологічному відношенні ділянка будівництва розташована в межах балки сформованої в результаті ерозійної діяльності ріки Оріховатка у м. Києві. Рельєф досліджуваної території похилий, упорядкований внаслідок забудови території. Абсолютні відмітки денної поверхні коливаються в межах 135,95-142,90 м. В межах розвіданих глибин (до 50,0 м) гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю одного водоносного горизонту: горизонту ґрунтових вод в алювіально-делювіальних відкладах. Рівні підземних вод в свердловинах, які пробурені при виконанні даних вишукувань, встановилися на глибинах 5,1-6,3 м (абсолютні відмітки 132,73-136,45 м). Характер водоносного горизонту – напірно-безнапірний.

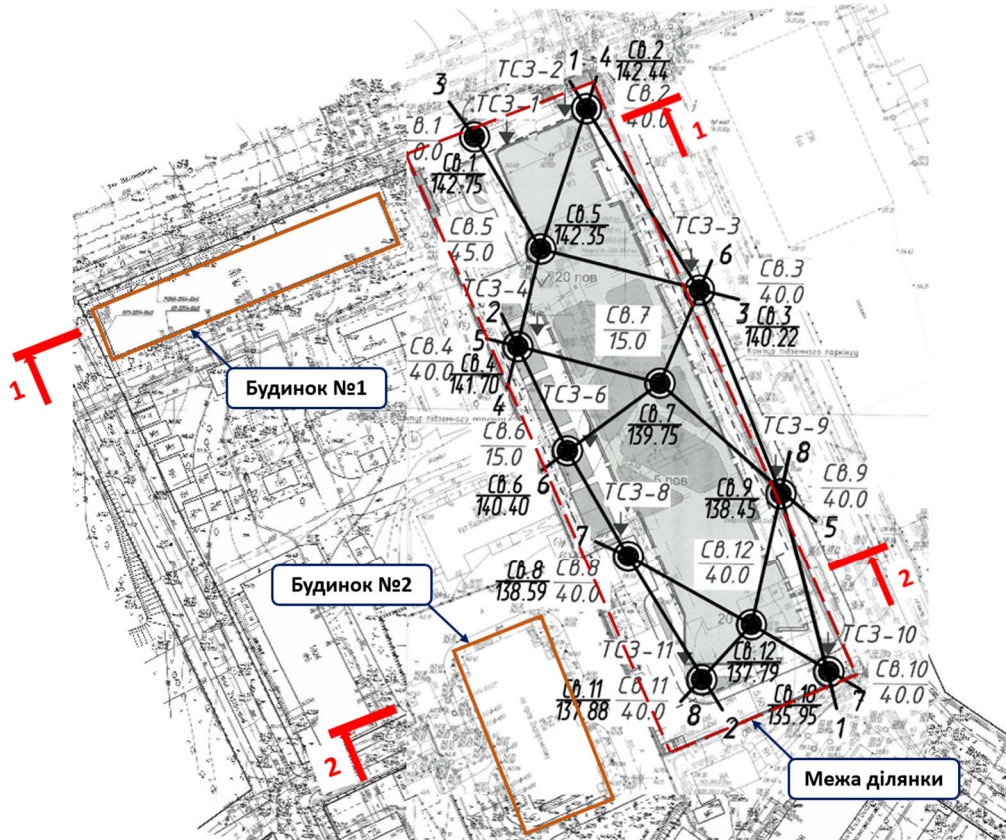


Рис.1. Схема розташування інженерно-геологічних виробок та розрахункових перерізів.  
 Fig.1. The scheme of the location of engineering-geological works and calculation cross-sections.

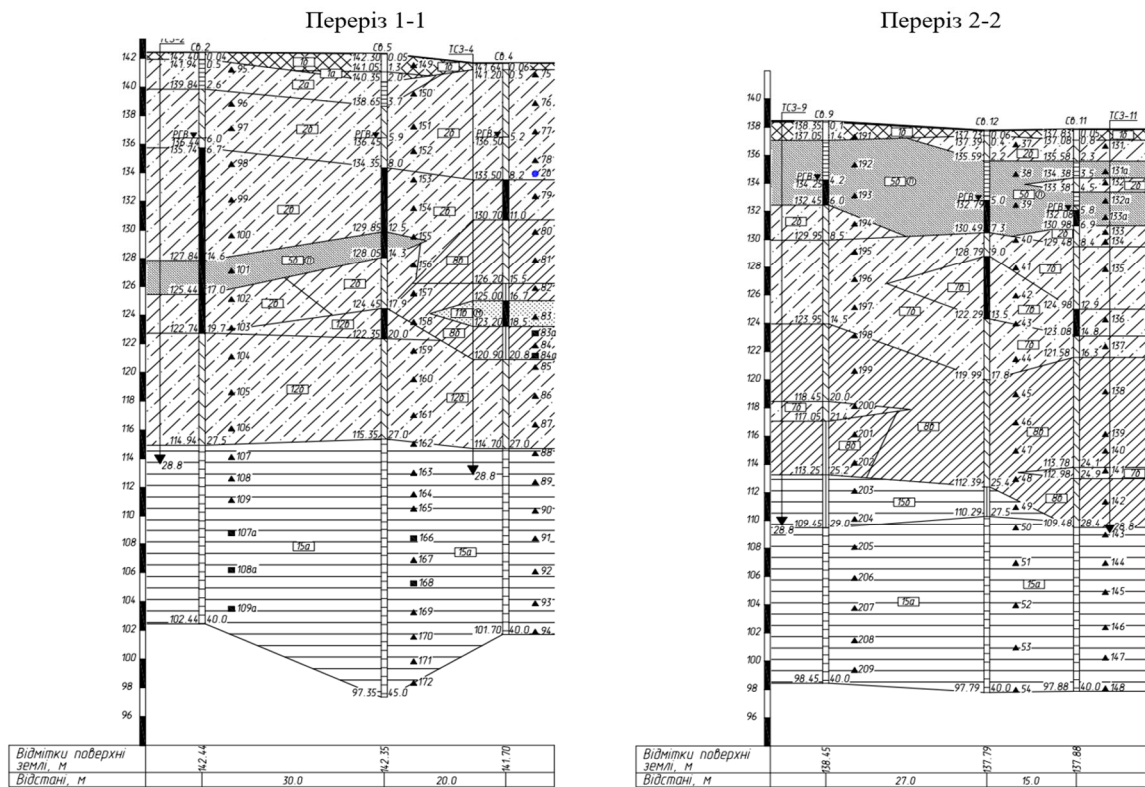


Рис.2. Інженерно-геологічні перерізи, що відповідають розрахунковим перерізам 1-1 та 2-2.  
 Fig.2. Engineering and geological sections corresponding to calculation sections 1-1 and 2-2.

Водотривом слугує товща глин кївської світи (ІГЕ-14, ІГЕ-15а та ІГЕ-15б).

Впродовж року прогнозне підняття рівня води в даному водоносному горизонті складає до 1,0 м від зафіксованого на момент вишукувань.

На ділянці виділено наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1б – (t Н) – насипний ґрунт;

ІГЕ-2а, 2б – (а-d РІІ-Н) – твердий (ІГЕ-2а) та пластичний (ІГЕ-2б);

ІГЕ-5а – (а-d РІІ-Н) – пісок мілкий, щільний до середньої щільності, насичений водою;

ІГЕ-5б – (а-d РІІ-Н) – пісок пілуватий, середньої щільності, від малого ступеня водонасичення до насиченого водою;

ІГЕ-5в – (а-d РІІ-Н) – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою;

ІГЕ-7б, 7в – (а-d РІІ-Н) – супісок пластичний (ІГЕ-7б) та текучий (ІГЕ-7в);

ІГЕ-8б, 8в – (а-d РІІ-Н) – суглинок тугопластичний (ІГЕ-8а) та м'якопластичний (ІГЕ-8б);

ІГЕ-12б, 12в – (Р3hr) – супісок пластичний (ІГЕ-12б) та текучий (ІГЕ-12в);

ІГЕ-13в – (Р3hr) – пісок пілуватий, зеленувато-сірий, щільний, насичений водою;

ІГЕ-14 – (Р2kv) – глина тугопластична, місцями напівтверда;

ІГЕ-15а, 15б – (Р2kv) – напівтверда (ІГЕ-15а) та тугопластична (ІГЕ-15б);

ІГЕ-16 – (Р2kv) – суглинок тугопластичний до напівтвердого;

ІГЕ-17 – (Р2kv) – супісок пластичний;

ІГЕ-18 – (Р2бс) – пісок мілкий та пілуватий, щільний, насичений водою.

До негативних особливостей інженерно-геологічних умов ділянки, які необхідно враховувати при проектуванні, відноситься: наявність в розрізі слабких пластичних та текучих ґрунтів ІГЕ-7б та ІГЕ-7в, які характеризуються низькими деформаційними та міцнісними властивостями, а при динамічних навантаженнях можуть проявляти тиксотропні властивості; невитриманість геологічного розрізу як за глибиною, так і за площею.

Для розрахунку було обрано 2

принципових розрахункових перерізи, що відповідають захваткам в межах яких будуть зводитися поетапно секції нового будинку. Схема розташування геологічних виробок наведена на рисунку 1. Інженерно-геологічні перерізи, що відповідають розрахунковим перерізам 1-1 та 2-2 наведені на рисунку 2.

Будинок №1, що в межах перерізу 1-1, 9-ти поверховий, житловий, прямокутної форми в плані розмірами 11,22×64,90 м. Конструктивна система будинку – безкаркасна (стінова) з несучими повздовжніми стінами та стінами сходових кліток. Будинок має стрічковий фундамент, глибиною закладання 2,0 м, навантаження під подошвою фундаментів складає 210-220 кПа. Граничне значення додаткових осідань для даного будинку згідно ДБН В.2.1-10:2018 [9] становить 15 мм.

Будинок №2, що в межах перерізу 2-2, житловий, 9-ти поверховий із підвалом та технічним поверхом, прямокутної форми в плані. Конструктивна система будинку – безкаркасна з несучими поперечними стінами та стінами сходової клітки. Будинок має суцільний плитний фундамент, глибиною закладання 3,5 м, навантаження під подошвою фундаментів складає 170 кПа. Граничне значення додаткових осідань для даного будинку згідно ДБН В.2.1-10:2018 [9] становить 25 мм.

Підпірна стіна огороження котловану в межах перерізу 1-1 (вздовж будинку №1) влаштовується з буронабивних паль діаметром 1220 мм, кроком 1,4 м, довжиною 34 м. В межах перерізу 2-2 (вздовж будинку №2) довжина паль підпірної стіни складає 30 м. З протилежного боку котловану (вздовж вулиці) підпірна стіна влаштовується з паль діаметром 1020 мм і довжиною 34 м в межах перерізу 1-1 та 30 м в межах перерізу 2-2. Усі палі об'єднані зверху ростверком висотою 1 м.

Для уникнення значних переміщень підпірних стін та впливу на оточуючу забудову шляхом підвищення просторової жорсткості огорожуючих конструкцій котловану додатково влаштовуються розпірки з труб 1220х12 мм, з кроком близько 7 м.

При виконанні розрахунків було прийнято рішення виконати екстраполяцію ґрунтових нашарувань з метою оптимізації

розрахункових схем. Значення прийнятих до розрахунку характеристик ґрунтів наведено у таблиці 1.

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.

Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів				
		Питома вага ґрунту	Природна вологість	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль загальної деформації
		кН/м <sup>3</sup>	од.	кПа	град	МПа
1	Насипний ґрунт	18,30	0,17	14	25	13
2б	Супісок пластичний	20,20	0,15	20	23	20
2в	Супісок текучий	19,10	0,17	11	21	10
12в	Супісок текучий	18,80	0,25	10	19	8
12б	Супісок пластичний	19,10	0,22	11	21	14
14	Глина тугопластична	19,30	0,30	53	13	15
15а	Глина напівтверда	19,10	0,32	151	13	40

#### ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «ГРУНТОВА ОСНОВА - ІСНЮЮЧІ СПОРУДИ - ОГОРОДЖЕННЯ КОТЛОВАНУ»

З метою оцінки впливу влаштування глибокого котловану на існуючу забудову, а також визначення ефективних параметрів (діаметр, довжина, крок, кількості рядів та армування паль, технології і послідовність влаштування) утримуючих протизсувних конструкцій котловану було виконано числове моделювання напружено-деформованого стану (НДС) системи «ґрунтова основа - існуючі споруди - огородження котловану» з використанням методу скінчених елементів.

У дані роботі при моделюванні ґрунтів прийнята модель пружно-пластичного деформування ґрунтів Hardening Soil Model (HSM) зі зміною параметрів ґрунтів в залежності від рівня напружень у ґрунті і є вдосконаленою моделлю опису поведінки ґрунтів в широкому діапазоні навантажень з критерієм міцності Кулона-Мора.

Головна особливість обраної моделі – це врахування залежності жорсткості

(деформативності) ґрунтової основи від рівня діючих напружень, що дозволяє описувати процеси еволюції НДС починаючи від отримання первинного НДС ґрунтової основи під час її седиментації, зміни напружень внаслідок навантаження основи фундаментами раніше побудованих будівель, врахування ефектів розвантаження ґрунтової основи внаслідок розробки глибоких котлованів, повторного навантаження основи фундаментами нової будівлі і відповідно дозволяє оцінювати деформації та зусилля в всіх елементах системи (фундаментах, елементах огородження котловану) на всіх етапах моделювання і в подальшому приймати проектні рішення.

Розрахунок перерізу 1-1 з використанням плоскої скінчено-елементної моделі.

За результатами розрахунку перерізу 1-1 додаткові осідання існуючого будинку №1 на етапі максимальної розробки котловану складають 23 мм. Переміщення підпірної стіни складають 53 мм безпосередньо в зоні біля будинку №1 та 56 мм з протилежного боку котловану. Розрахункова схема перерізу 1-1 показана на рисунку 3. Результати розрахунку для перерізу 1-1 показані на рисунку 4.

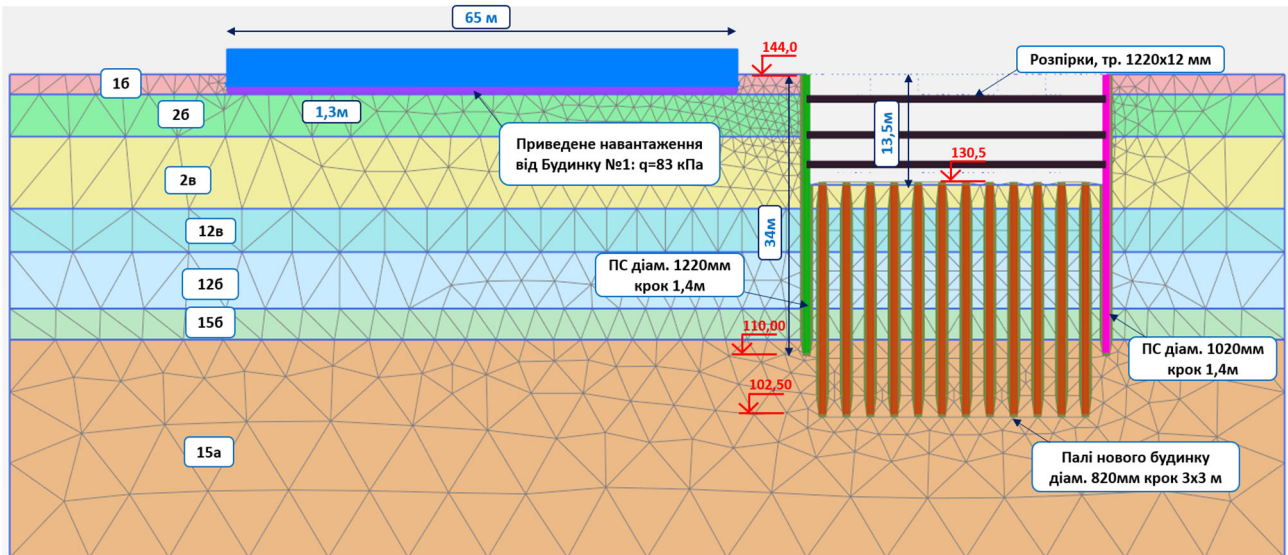


Рис.3. Розрахункова схема перерізу 1-1  
 Fig.3. Calculation scheme of the section 1-1

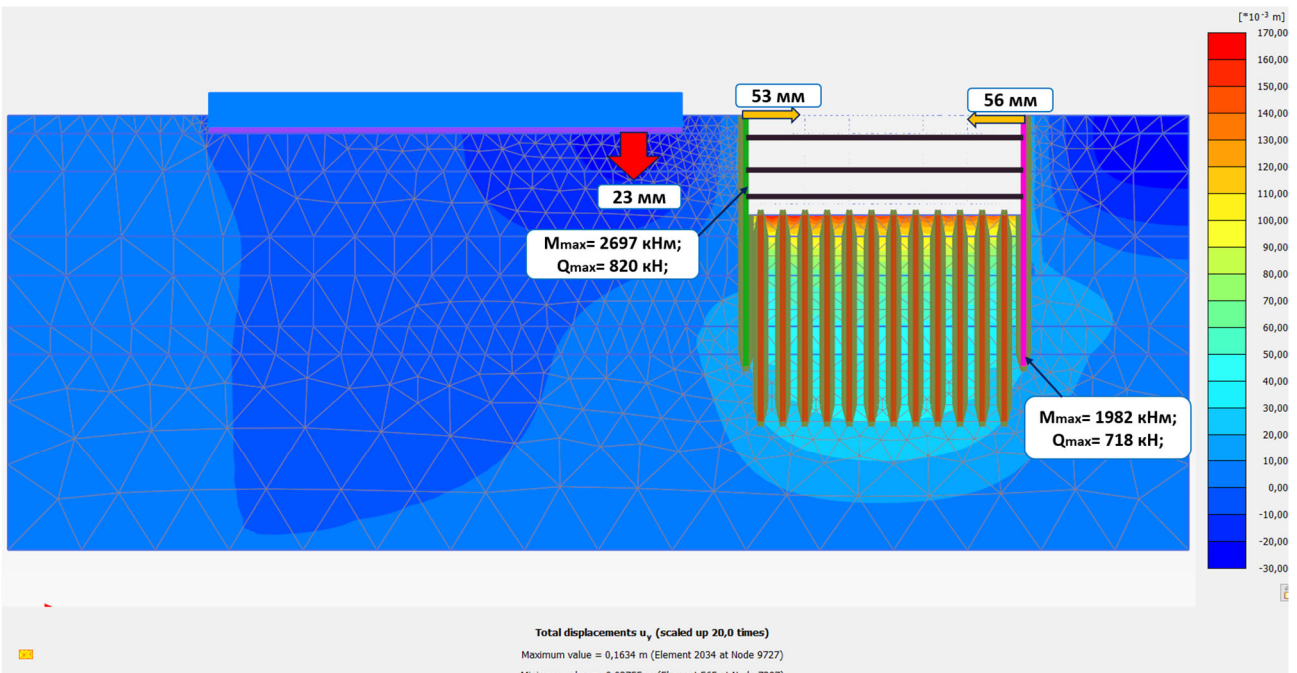


Рис.4. Результати розрахунку перерізу 1-1 на етапі максимальної розробки котловану  
 Fig.4. The results of the calculation of the section 1-1 at the stage of the maximum development of the pit

Розрахунок перерізу 2-2 з використанням плоскої скінчено-елементної моделі:

За результатами розрахунку перерізу 2-2 додаткові осідання існуючого будинку №2 на етапі максимальної розробки котловану складають 39 мм. Переміщення підпірної стіни складають 51 мм безпосередньо в зоні

біля будинку №2 та 25 мм з протилежного боку котловану. Розрахункова схема перерізу 2-2 показана на рисунку 5. Результати розрахунку для перерізу 2-2 показані на рисунку 6.

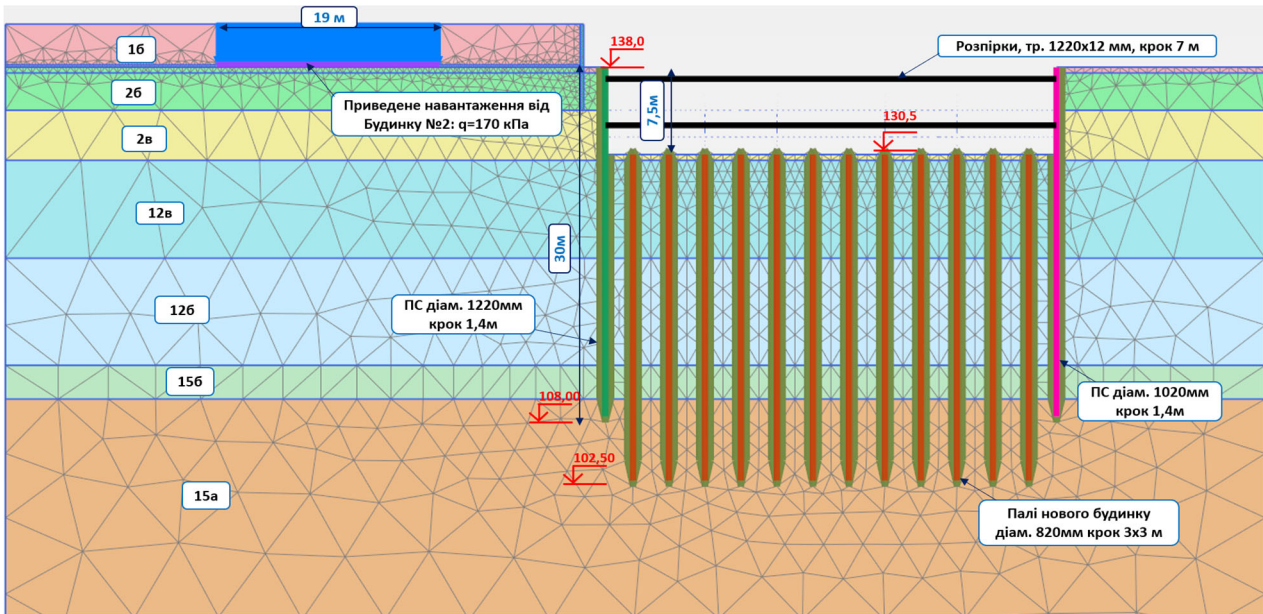


Рис.5. Розрахункова схема перерізу 2-2  
Fig.5. Calculation scheme of the section 2-2

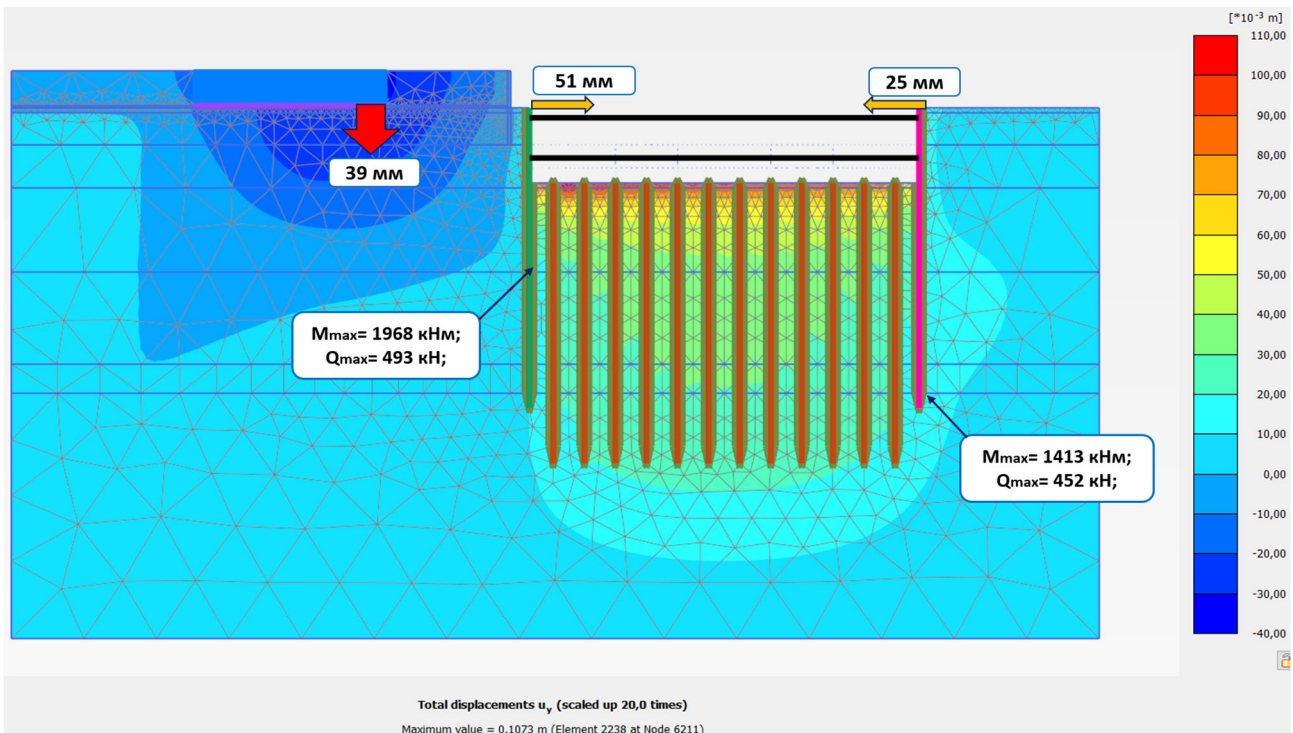


Рис.6. Результати розрахунку перерізу 2-2 на етапі максимальної розробки котловану  
Fig.6. The results of the calculation of the section 2-2 at the stage of the maximum development of the pit.

Розрахунок просторової скінчено-елементної моделі.

За результатами розрахунку просторової скінчено-елементної моделі додаткові осідання існуючого будинку №1 на етапі максимальної розробки котловану складають 15 мм. Переміщення підпірної стіни складають

45 мм безпосередньо в зоні біля будинку №1 та 35 мм з протилежного боку котловану. Додаткові осідання існуючого будинку №2 на етапі максимальної розробки котловану складають 38 мм. Переміщення підпірної стіни складають 54 мм безпосередньо в зоні біля будинку №2 та 41 мм з протилежного

боку котловану. Розрахункова схема показана на рисунку 7. Додаткові осідання існуючих будівель показані на рисунку 8.

Горизонтальні переміщення паль огороження котловану показані на рисунку 9.

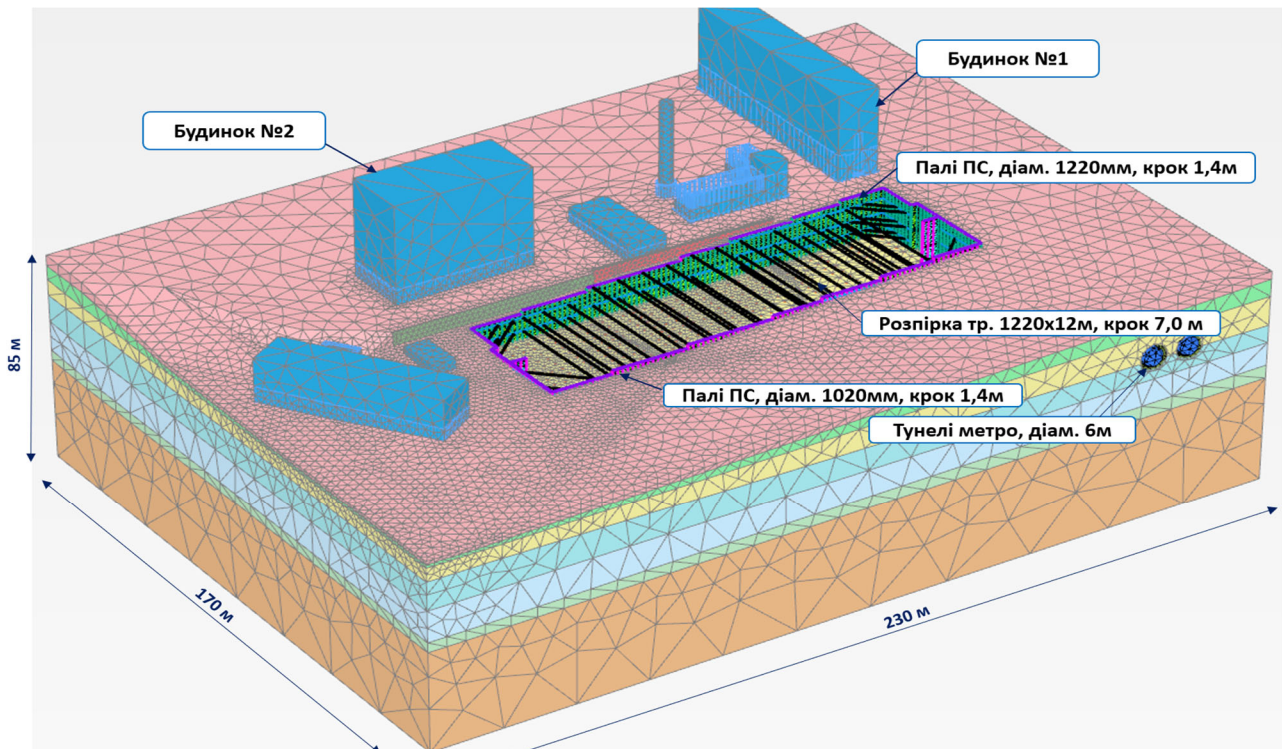


Рис.7. Просторова скінчено-елементна модель на етапі максимальної розробки котловану  
Fig.7. Three-dimensional design scheme at the stage of maximum pit development.

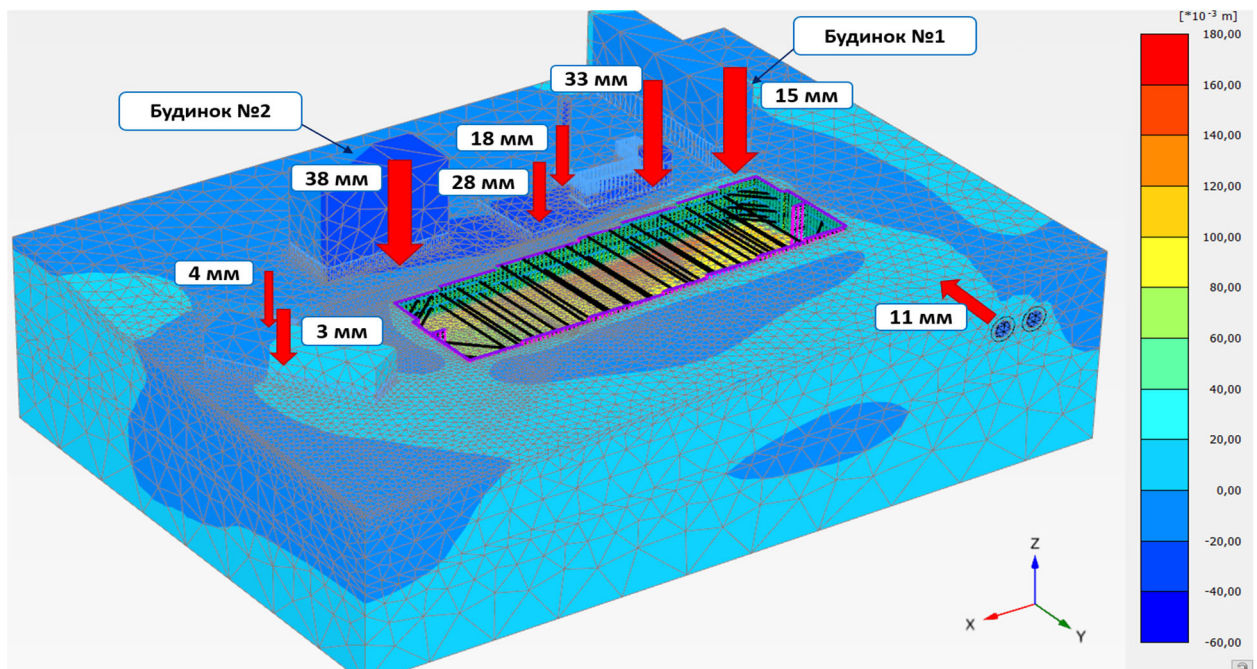


Рис.8. Додаткові осідання існуючих будівель на етапі максимальної розробки котловану.  
Fig.8. Additional subsidence of existing buildings at the stage of maximum pit development.



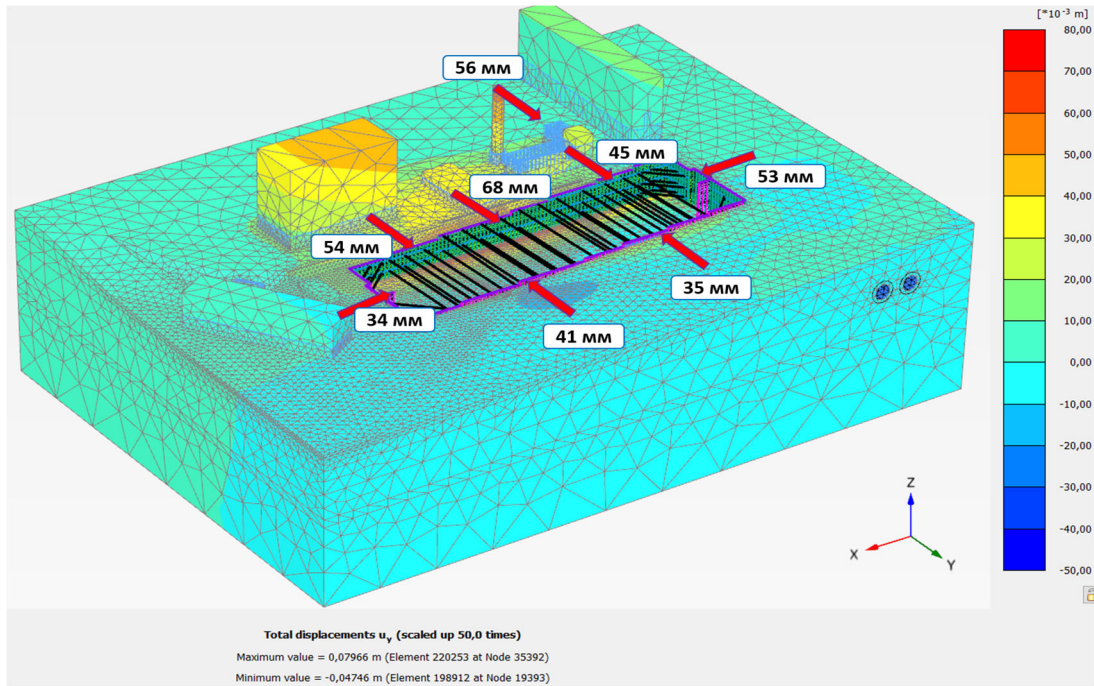


Рис.9. Горизонтальні переміщення паль підпірної стіни на етапі максимальної розробки котловану.  
Fig.9. Horizontal displacements of retaining wall piles at the stage of maximum development of the pit.

За результатами числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» в плоскій і просторовій постановках виконано порівняння на етапі максимальної розробки котловану:

- 1) Значень додаткових осідань існуючих будівель;
- 2) Переміщень підпірних стін в зоні розташування існуючих будинків;
- 3) Згинальних моментів, що виникають в підпірних стінах в зоні розташування існуючих будинків.

За результатами розрахунку в плоскій постановці додаткові осідання існуючих будинків становлять: 23 мм для будинку №1 та 39 мм для будинку №2. За результатами розрахунку в просторовій постановці додаткові осідання існуючих будинків становлять: 15 мм для будинку №1 та 38 мм для будинку №2.

Значення додаткових осідань існуючих будинків наведено у таблиці 2.

Для порівняння значень переміщень підпірних стін та згинальних моментів що виникають в них було обрано палю підпірної стіни що розташована в зоні існуючого

будинку №1.

Горизонтальні переміщення палі за розрахунком в плоскій постановці складають: 13 мм для голови палі і максимальне переміщення 54 мм в рівні дна котловану. За розрахунком в просторовій постановці переміщення голови палі складає 5 мм, максимальне переміщення складає 45 мм. Відповідно максимальні горизонтальні переміщення палі, отримані при розрахунку просторової СЕМ на 20% менші ніж при розрахунку з використанням плоскої СЕМ.

Максимальний згинальний момент, що виникає в палі огороження котловану, отриманий при розрахунку просторової СЕМ складає 2442 кН/м, максимальний згинальний момент в палі, отриманий при розрахунку в плоскій СЕМ складає 2697 кН/м. Відповідно значення максимального згинального моменту отриманого при розрахунку з використанням просторової СЕМ на 10% менше за значення отримане при розрахунку з використанням плоскої СЕМ. Порівняння епюр горизонтальних переміщень та згинальних моментів наведено на рисунку 10.

Табл. 2. Значення додаткових осідань існуючих будинків на етапі максимальної розробки котловану.  
Table 2. Value of additional settlements of existing buildings at the stage of maximum excavation.

Додаткові осідання існуючих будинків	Плоска СЕМ	Просторова СЕМ
Будинок №1	23 мм	15 мм
Будинок №2	39 мм	38 мм

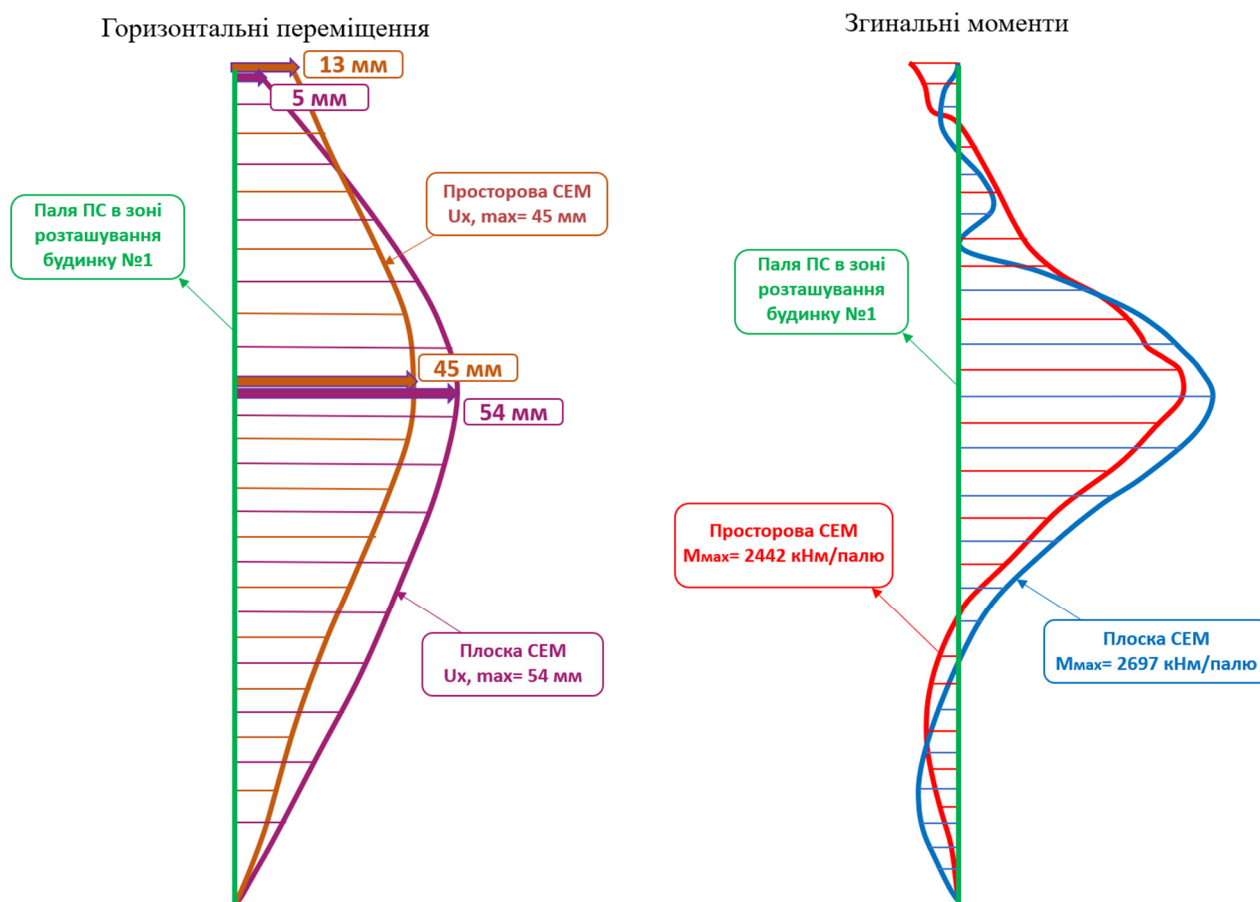


Рис.10. Порівняння горизонтальних переміщення паль підпірної стіни та згинальних моментів на етапі максимальної розробки котловану.

Fig.10. Comparison of horizontal displacements of retaining wall piles and bending moments at the stage of maximum pit development.

## ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що використання числового моделювання НДС елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» дає можливість оцінити не тільки НДС конструкцій огороження котловану, а й оцінити вплив влаштування глибокого котловану на існуючі споруди.

Продемонстровано, що використання просторової СЕМ надає можливість більш комплексно оцінити НДС елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану» в умовах щільної міської

забудови за рахунок врахування просторової жорсткості елементів огороження котловану, більш точного розташування існуючих будинків по відношенню до огороження котловану (на прикладі будинку №1 на куті котловану). Отже використання просторової СЕМ дозволяє більш коректно оцінити НДС елементів системи в умовах щільної міської забудови і в подальшому запроєктувати ефективні огорожуючі споруди.

Також слід зазначити, що значення переміщень підпірних стін отриманих за розрахунком просторової СЕМ менші на 20% за значення, отриманні з використанням

плоскої СЕМ. Значення згинальних моментів на отриманих за розрахунком просторової СЕМ менші на 10% за значення, отримані з використанням плоскої СЕМ.

В якості узагальненого висновку можна засвідчити що використання плоскої схеми прийнятно завищує значення переміщень (на 20%) та згинальних моментів (на 10%), проте підходить для швидкого аналізу, оскільки тривалість розрахунку в рази менша в порівнянні з просторовою схемою. В свою чергу у випадку складних примикань існуючих будівель як наприклад з будинком №1 просторова схема дає можливість для більш коректної оцінки НДС елементів системи «грунтова основа - існуючі споруди - огороження котловану».

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Блащук Н.В. Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки / Н.В. Блащук, І.В. Маєвська, В.Є. Губашова // *Збірник наукових праць «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві»*. – Вінниця: ВНТУ. – 2022. – Том 33. №2. – С. 132-141. DOI:10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
2. Бондарева Л.О. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підірних стін складних конфігурацій / Л.О. Бондарева, В.С. Носенко, А.Р. Маламан // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 45. – С. 9-21. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
3. Бойко І.П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при прибудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків. / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2004. – Вип. 28. – С. 3-10.
4. Zotsenko M.L. Base deformation's features during deep foundation pit excavation / M.L. Zotsenko, Yu.L. Vinnikov // *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*. – Poltava: PolNTU. – Вип. 2(55). – С.76-81. DOI: 10.26906/znp.2020.55.2346
5. Носенко В.С. Вибір оптимальних параметрів підірної стіни огороження котловану в умовах щільної забудови з врахуванням її просторової жорсткості / В.С. Носенко, А.Р.

Маламан // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С. 141-152. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.141-152

6. Ручківський В.В. Формування напружено-деформованого стану основи при зведенні фундаментів на різних відмітках в щільно забудованій території / В.В. Ручківський // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 64-71. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71
7. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. / R. L. Kondner // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. - USA. – 1963. – 89. P.115–144.
8. Schanz T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. / T. Schanz, P. A. Vermeer // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. – Balkema. Rotterdam. – 1999. – 1. – P.281-290.
9. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018 – 36 с.

#### REFERENCES

1. Blashchuk N.V., Maievskaya I.V., Hubashova V.I. (2022). Modeliuvannya vplyvu vlashtuvannya hlybokoho kotlovanu skladnoi formy na poriad roztashovani budynky. [Simulation of the influence of the device of a deep pit of complex shapes on nearby located houses]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnik «Suchasni tekhnologii, materialy i konstruktii v budivnytstvi»*. Vinnytsia: VNTU, 33(2), 132-141 (in Ukrainian). DOI: 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
2. Bondareva L.O., Nosenko V.S., Malaman A.R. (2022). Vykorystannya 2D ta 3D modeliuvannya dlia otsinky napruzhenodeformovanoho stanu pidpirnykh stin skladnykh konfigurationsii. [Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 45, 9-21 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
3. Boyko I.P. (2004). Napruzhenodeformovanyi stan gruntovoho masyvu pry prybudovi novykh fundamentiv poblyzu isnuuyuchykh budynkiv. [Stress-stain state of the soil massif during the addition of new foundations near existing

- buildings]. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 28, 3-10. (in Ukrainian).
4. Zotsenko M.L. (2020). Base deformation's features during deep foundation pit excavation. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava: PoltNTU, 2(55), 76-81. DOI: 10.26906/znp.2020.55.2346
  5. Nosenko V.S. (2023). Vybir optymalnykh paramet-riv pidpirnoi stiny ohorodzhennia kotlovanu v umovakh shchilnoi zabudovy z vrakhuvanniam yii prostorovoï zhorstkosti. [The choice of optimal parameters of the retaining wall of the pit enclosure in conditions of dense construction, taking into account its spatial rigidity]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnik «Osnovy i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 46, 141-152 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.141-152
  6. Ruchkivskyi V.V. (2021). Formuvannia napru-zhenno-deformovanoho stanu osnovy pry zvedenni fundamentiv na riznykh vidmitkakh v shchilno zabudovaniï terytorii. [Formation of the stress-strain state of the base during construction foundations at different marks in a densely built-up territory]. *Naukovo-tehnichnyi zbirnik «Osnovy i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 42, 64-71 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71
  7. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 89, 115–144.
  8. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam, 1, 281–290.
  9. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1-10:2018. (2019) Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 36 (in Ukrainian).

**The use of planar and three-dimensional calculation models for the numerical modeling of retaining walls in conditions of dense urban construction**

Viktor NOSENKO,  
Artur MALAMAN

**Abstract.** In modern realities, the construction of multi-story buildings increasingly has to be carried out in the conditions of dense urban development. Since high-rise buildings are characterized by

the presence of deep pits, there is a need to select the parameters of the enclosing structures (retaining walls) and take into account the influence of the pit arrangement and enclosing structures on the existing building.

Numerical simulation of the stress-strain state (SSS) of the elements "soil base - existing structures - pit enclosure" was performed to assess the impact of choosing the dimensions of the calculation scheme when designing a deep pit and assessing its impact on existing buildings and selecting effective parameters of enclosing structures. with different dimension options (flat two-dimensional and spatial three-dimensional) calculation scheme.

Modeling was performed using the finite element method using a nonlinear model of soil deformation in the Plaxis software package.

Since the soil conditions within the construction site are complex (the presence of a significant layer of plastic and flowing clay soils and powerful aquifers), the level of groundwater within the construction site was taken into account in the modeling and the effect of water lowering during the development of the pit was modeled accordingly for a more correct assessment of the stress-strained state of pit enclosure elements and the impact on existing structures.

Numerical calculations of retaining walls provide for taking into account the technological sequence of the construction of retaining walls and modeling of the step-by-step development of the pit.

Studies have shown that the use of a spatial finite-element model of the system "soil base - existing structures - pit enclosure" provides an opportunity to more correctly and effectively assess the stress-deformed state of system elements due to taking into account the spatial rigidity of the elements of the pit enclosure and the foundations of existing structures.

The values of the displacements of the retaining walls obtained by the calculation of the spatial finite element model (FEM) are 20% smaller than the values obtained using the plane FEM. The values of the bending moments obtained by the calculation of the spatial FEM are 10% smaller than the values obtained using the plane FEM.

**Keywords:** retaining walls, numerical modeling, dense construction, spatial rigidity.