

УДК 624.131.7

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ ДЕФОРМУВАННЯ ІСНУЮЧИХ СПОРУД ПОБЛИЗУ КОТЛОВАНІВ З ВИКОРИСТАННЯМ МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Л.О. Бондарева,
канд. техн. наук, доцент

М.В. Хоронжевський
аспірант

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

DOI: 10.32347/2410-2547.2025.115.192-203

В роботі показані особливості використання лінійних і нелінійних моделей деформування при виборі розміру скінчено-елементної моделі для числових геотехнічних розрахунків, що передбачають великий діапазон напружень. Показано ступінь впливу контактних елементів на формування деформацій та зусиль в елементах огороження котловану. Отримано закономірності розвитку додаткових деформацій існуючої забудови в умовах виконання глибоких котлованів в безпосередній близькості до будинку.

Ключові слова: метод скінчених елементів, ґрунтова модель, існуюча будівля, підпірна стіна, котлован, інтерфейс, скінченно-елементна модель.

Вступ. На сьогодні швидкі темпи забудови історичних районів міст призвели до стрімкого зменшення ділянок придатних для будівництва, тому перед проектувальниками постає питання у раціональному їх використанні та оптимізації проектних рішень шляхом освоєння підземних просторів. Насамперед, на підземних рівнях влаштовують паркінги, технічні приміщення, а також комерційні та громадські простори під магазини, торгові центри, кінотеатри, фітнес-центри і т.д., крім того сучасні реалії активних військових конфліктів вимагають влаштування додаткових приміщень для захисту цивільного населення, таких як бомбосховища чи укриття. Їх влаштування безпосередньо пов'язано з виконанням глибоких котлованів та визначенням впливу на оточуючу забудову. Вирішення такого роду задач неможливе при використанні аналітичних чи інженерних підходів, оскільки вимагає врахування багатьох аспектів, таких як: нерівномірне залягання ґрунтів та їх нелінійне деформування під навантаженням, конструктивні схеми споруд і їх конфігурація, зміна гідрогеологічного режиму, історія будівництва та навантажень тощо.

Автоматизоване проектування за останні десятиліття зазнало значного розвитку завдяки впровадженню числових методів, таких як метод скінчених елементів (МСЕ), та стало невід'ємним інструментом для сучасного інженера-геотехніка. МСЕ дозволяє моделювати взаємну роботу ґрунтової основи і конструкцій споруди, особливо в складних умовах взаємодії заглиблених споруд та існуючих будівель. Проте точність числових моделей залежить від багатьох факторів, таких як: визначення граничних умов, розмірів розрахункової області, вхідних параметрів ґрунту, вибір моделі ґрунтового середовища та способу взаємодії елементів системи "ґрунтова основа - конструкція". Некоректне або недостатнє врахування цих аспектів може призвести до значних похибок у прогнозуванні осідань та переміщень споруд.

Постановка задачі. Метою даної роботи є встановлення закономірностей деформування існуючої будівлі при варіюванні габаритних параметрів котлованів шляхом числового моделювання взаємодії елементів системи «основа–огороження котловану–існуюча будівля» за допомогою методу скінчених елементів. Така система включає суцільне середовище, яке містить інформацію про ґрунтову модель, яка описує поведінку ґрунту під навантаженням за допомогою сукупності рівнянь на основі законів механіки суцільного середовища, теорії пластичності та пружності. Також система враховує конструкції огороження котловану та існуючої будівлі з відповідними геометричними характеристиками та властивостями матеріалів, а також їх технологічні аспекти. Оскільки МСЕ передбачає дискретизацію досліджуваного об'єкта на прості елементи та розрахунок скінченної обмеженої області, то поряд з цим постає

ряд проблем, що визначають точність розрахунків. У праці [1] автори загострюють увагу на найбільш поширених питаннях, що виникають при створенні дискретних моделей, тому в першій частині даної роботи, обговорено та проведено дослідження аспектів, що пов'язані з визначенням розмірів скінченно-елементної моделі (СЕМ), її дискретизації та контактної взаємодії конструкцій огороження котловану з ґрунтовим масивом і їх вплив на результати розрахунків.

Визначення розмірів СЕМ і її дискретизація. Назва даного методу передає його суть, яка полягає у розрахунку скінченної (обмеженої) області поділеної на окремі елементи, на межі якої накладено граничні умови, що повинні максимально точно відображати поведінку системи, відповідно до реальних умов досліджуваного об'єкту. Щодо визначення граничних умов при статичному розрахунку, то більшість авторів [2-4] збігаються в баченні, що для бічних граней моделі слід обмежувати горизонтальні переміщення, нижня межа має бути жорстко закріплена від лінійних переміщень, а верхня повинна бути вільною, при цьому вплив граничних умов на напружено-деформований стан (НДС) досліджуваного об'єкту повинен бути відсутній, або настільки мінімальним, що похибка в загальних результатах буде допустимою. Якщо об'єкт є симетричним, то можливо розглядати лише його половину, при цьому необхідно забезпечити обмеження переміщень нормальних до межі симетрії.

Поділ досліджуваного об'єкта на окремі скінченні елементи є важливим етапом, оскільки, безпосередньо від цього залежить точність та тривалість розрахунку. Ця операція не містить теоретичного обґрунтування, тому вона повністю залежить від досвіду та рівня інженерної підготовки проектувальника. Слід враховувати, що використання малих елементів підвищує точність розрахунків, проте водночас збільшує кількість невідомих у загальній системі рівнянь, що призводить до збільшення похибок розв'язку систем рівнянь великої розмірності, через похибки округлення при арифметичних діях. Зменшення розмірів сітки допомагає уникнути вироджених скінченних елементів (наприклад, з дуже малими гострими кутами або з однією стороною, що значно перевищує інші), тим самим покращуючи обумовленість матриці.

У МСЕ існує залежність, яка пов'язує параметри сітки з числом обумовленості:

$$C = A(a/l)^{-2m}, \quad (1)$$

де C – число обумовленості; A – число, яке залежить від ступеня апроксимуючого полінома; a, l – характерні розміри елемента і конструкції; m – порядок вищої похідної у варіаційному рівнянні задачі [5].

Тому вибір розмірів сітки для практичних розрахунків повинен базуватися на основі компромісного рішення між точністю і обчислювальною складністю. З огляду на це, слід підбирати розміри елементів відповідно до градієнтів величин (наприклад, напруження або деформації), що визначаються. Тобто у місцях, де шукане значення змінюється стрімко, рекомендується зменшувати розміри елементів, а на ділянках периферійної зони допустимо приймати елементи більшого розміру.

Для обмеження нескінченного напівпростору ґрунтового масиву по глибині можна керуватися декількома тезами. Крім загальноприйнятого твердження, що граничні умови не повинні впливати на розподіл напружень в досліджуваній зоні, керуються рекомендаціями, згідно яких нижню межу СЕМ розташовують на рівні скельних шарів ґрунту (модуль деформації значно перевищує вищі шари ґрунту) за їх наявності, або на рівні глибини стиснутої зони, що визначають методом пошарового підсумовування [6]. Такий підхід добре корелює з аналітичними методами, коли при числовому розрахунку використовують прості лінійно-деформівні ґрунтові моделі, а предметом дослідження є власні осідання будівлі або напруження в її конструкціях. Необхідність обмеження нижньої межі СЕМ насамперед пов'язана з тим, що прості моделі ґрунтового середовища, наприклад Кулона-Мора, не дозволяють врахувати зміну жорсткості від рівня напружень, тобто збільшення глибини розрахункової області буде призводити до зростання осідань будівлі.

Важливо зазначити, якщо йдеться про розрахунки котлованів, а предметом дослідження є додаткові деформації існуючої будівлі, використання моделей з єдиним модулем деформації може призвести до значних похибок в результатах, за умов екскавації ґрунту в котловані, тобто

розвантаження. Крім того, нерідко дно котловану та конструкції огороження розташовуються значно нижче межі стисливої зони будівлі.

Нині широке визнання отримала вдосконалена пружно-пластична модель зі зміцненням ґрунту (Hardening Soil Model), яка враховує зміну деформаційних властивостей ґрунту залежно від рівня напружень у масиві. Вона дозволяє точно описати поведінку ґрунту під час навантаження та розвантаження, використовуючи три різні модулі деформацій: E_{50} , E_{ur} , E_{oed} , а також показник ступеня жорсткості ґрунту – m .

Тому для дослідження впливу розмірів СЕМ на НДС конструкцій огороження котловану та існуючої будівлі проведено розрахунки контрольних задач в програмному комплексі Plaxis 3DV21 при наступних співвідношеннях:

$$\frac{H_{FEM}}{H_{RW}} = \{1,5; 2; 2,5; 3; 3,5\}, \quad \frac{L_{FEM}}{H_{RW}} = \{0,5; 1; 1,5; 2; 3; 4\}, \quad (2)$$

де H_{FEM} – вертикальний розмір СЕМ; L_{FEM} – віддаленість бічних граней СЕМ від котловану; $H_{RW} \approx 2,8H_K$ – глибина підпірної стіни; H_K – глибина котловану.

Котлован, загальними розмірами в плані 29×21 м, глибиною 6 м огорожений підпірною стіною з бурових паль діаметром $\varnothing 620$ мм і довжиною 17 м. Розробка котловану прийнята в 3 етапи з потужністю шару екскавації – 2 м. На відстані 2-ох метрів від котловану розташована існуюча будівля, що представлена типовим проектом історичної забудови – безкаркасний будинок з цегляними несучими стінами і збірним залізобетонним перекриттям на стрічкових фундаментах неглибокого закладання: тиск під подошвою – 200 кПа, глибина стисливої зони – 5.6 м. Загальна скінченно-елементна модель представлена на рис. 1. Розрахунок виконувався у кілька стадій, що дозволяє врахувати напружено-деформований стан основи та конструкцій на етапах зведення існуючої будівлі, а також влаштування огороження котловану і його екскавації. На першій стадії (initial phase) визначено напружений стан ґрунтового масиву під дією геостатичного тиску ґрунтів, на наступній – виконано зведення існуючої будівлі. Після цієї стадії виконано занулення переміщень (reset displacements to zero) для подальшого аналізу додаткових деформацій, спричинених влаштуванням котловану з огороженням, що виконувались у 4-6 етапів, залежно від його глибини.

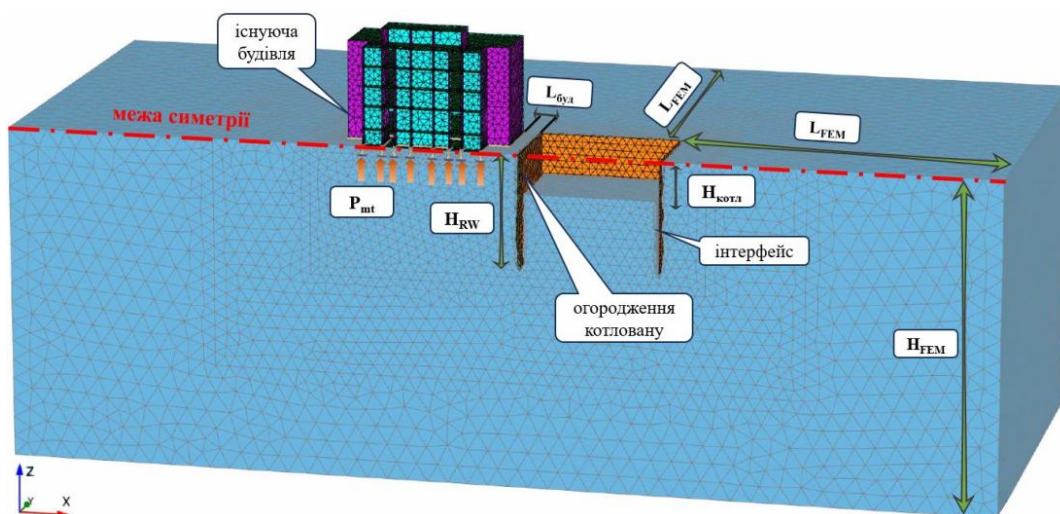


Рис. 1. Скінченно-елементна модель в Plaxis 3DV21

За умов симетрії котловану і будівлі для зменшення трудомісткості розрахункового апарату, розглядалася лише половина моделі з прикладанням відповідних граничних умов. Фізико-механічні характеристики однорідного ґрунту та конструкцій огороження, що використані при моделюванні, наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Фізико-механічні характеристики матеріалів

Тип	Модель	γ	c	φ	m	$E(E_{50})$	E_{ur}	ν	EI
		кН/м ³	кПа	град	(д.о.)	МПа	МПа	(д.о.)	кНм ² /м.п.
Пісок дрібний	HSM (CM)	19.23	0.7	30	0.5	27	81	0.3	-
Огородження котловану	LE	25	-	-	-	30000	-	0.26	272000

Для порівняння були проведені розрахунки з використанням двох ґрунтових моделей - МС та HSM із застосуванням однакових вхідних параметрів ґрунтів і врахуванням рекомендацій Plaxis. В якості контрольних точок обрано центр дна котловану та найближча точка фундаменту до котловану в середині його прольотної частини, для яких визначено вертикальні переміщення на етапі повної відкопки котловану.

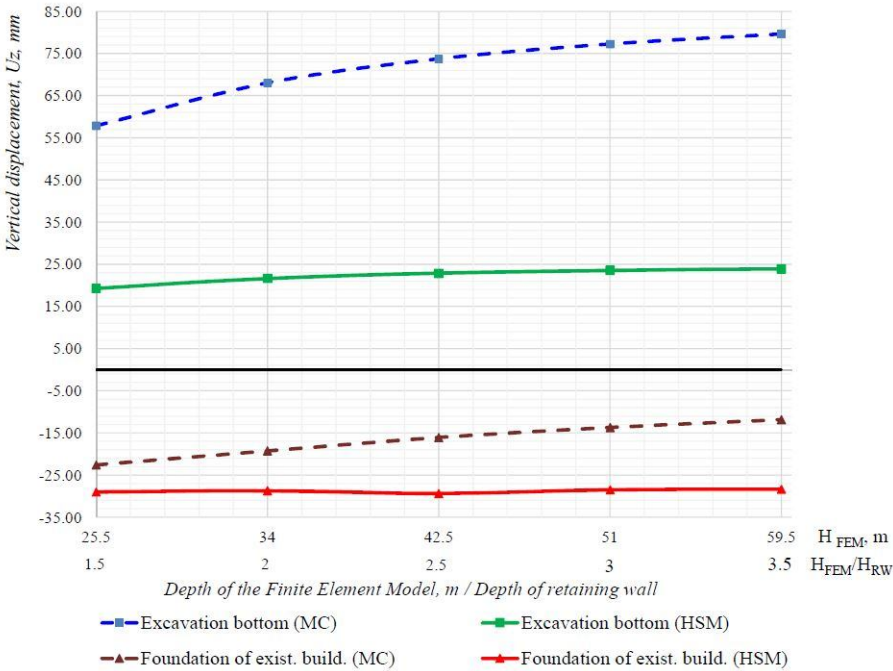


Рис. 2. Залежність додаткових осідань фундаменту існуючої будівлі та вертикальних переміщень дна котловану від вертикального розміру СЕМ

З графіка (рис. 2) видно, що використання моделі Кулона-Мора призводить до значного підняття дна котловану до 80 мм через екскавацію ґрунту, що обумовлено застосуванням єдиного модуля деформації для різних рівнів напружень. Така особливість моделі має вплив і на величину додаткових осідань фундаменту існуючої будівлі – вони зменшуються при збільшенні глибини розрахункової області - зміна вертикальних переміщень становить 47%. Схожий ефект спостерігаються і для фундаменту існуючої будівлі, для моделі HSM, але в даному випадку різниця у вертикальних переміщеннях фундаменту при різних розмірах числової моделі не перевищує 4%, що є допустимою похибкою для подальших розрахунків. Зменшення приросту деформацій існуючої будівлі при формуванні явища підняття котловану, обумовлено тим що МСЕ використовує дискретно-континуальну модель, і відповідно скінченні елементи певним чином «тягнуть» угору елементи ґрунту під будинком.

Дослідження впливу розмірів СЕМ на НДС конструкцій будівлі та підпірної стіни показали, що прийнятна похибка досягається, якщо бічні межі розрахункової області віддалені від котловану на відстань, еквівалентну трьом глибинам підпірної стіни, а товщина ґрунту під її вістрям становить дві довжини паль.

Контактна взаємодія конструкцій огороження котловану з ґрунтом. На межі контакту різнорідних матеріалів виникає складна взаємодія, яка залежить від багатьох факторів, таких як шорсткість поверхні конструкції, тип ґрунту та його вологість, гранулометричний склад ґрунту та величина нормальних напружень. Особливості поверхні заглибленої конструкції певною мірою пов'язані з технологією її влаштування, наприклад, при виконанні буровибухових чи буроін'єкційних паль або використання набризг-бетону поверхні ґрунту буде нерівною, за рахунок чого дотичні напруження будуть передаватися з ґрунту на конструкцію в більший мірі ніж, наприклад, у випадку використання тиксотропних розчинів.

У числовому моделюванні, для взаємодії різнорідних матеріалів, наприклад, огороження котловану та ґрунту застосовують інтерфейсні елементи «нульової товщини», які розташовуються між ґрунтом та конструкцією. Ці елементи включають в себе коефіцієнт зменшення міцності/жорсткості R_{inter} , який дає можливість встановити зв'язок між міцністю інтерфейсу та міцністю оточуючого ґрунту за наступними залежностями:

$$\begin{aligned} c_{\text{inter}} &= R_{\text{inter}} c_{\text{soil}}, \\ \varphi_{\text{inter}} &= \tan^{-1}(R_{\text{inter}} \tan \varphi_{\text{soil}}), \\ \psi_{\text{inter}} &= \begin{cases} 0, & R_{\text{inter}} < 0 \\ \psi_{\text{soil}}, & R_{\text{inter}} = 0 \end{cases}, \\ G_{\text{inter}} &= R_{\text{inter}}^2 G_{\text{soil}}, \\ E_{\text{oed,inter}} &= 2G_{\text{inter}} \frac{1 - \nu_{\text{inter}}}{1 - 2\nu_{\text{inter}}}, \end{aligned} \quad (3)$$

де c_{soil} – питоме зчеплення ґрунту, φ_{soil} – кут внутрішнього тертя ґрунту, ψ_{soil} – кут дилатансії ґрунту, ν_{inter} – коефіцієнт Пуассона, G_{inter} – модуль зсуву ґрунту [7].

В науковій спільноті існує багато праць на цю тему, однак результати цих досліджень дещо різняться. В своїй роботі [8] Potyondy J.G. проводить аналіз багатьох конструкційних матеріалів з різною шорсткістю поверхні та різних типів ґрунтів. В залежності від вологості ґрунту та поверхні бетону він пропонує значення коефіцієнтів в наступних діапазонах.

Таблиця 2

Значення коефіцієнтів на межі контакту матеріал/ґрунт

контакт	пісок / бетон	глина / бетон	зв'язний ґрунт (50% пісок + 50% глина) / бетон	мул / бетон
φ_{inter}	0.76-0.9	0.68-0.95	0.84-0.95	0.5-1.0
c_{inter}	-	0.4-0.6	0.42-0.8	-

Співавтори інструкції користувача для програмного комплексу Plaxis, Brinkgreve і Shen пропонують наступні величини коефіцієнтів R_{inter} , що представлені в табл. 3.

Таблиця 3

Значення R_{inter} на межі контакту матеріал/ґрунт

глина / метал	пісок / метал	глина / бетон	пісок / бетон	ґрунт / геотекстиль	ґрунт / георешітка
≈ 0.5	$\approx 0.6-0.7$	$\approx 0.7-1.0$	$\approx 0.8-1.0$	$\approx 0.5-0.9$	≈ 1.0

Як бачимо, коефіцієнт R_{inter} знаходиться в широкому діапазоні і залежить від конкретних умов, а його точне значення повинно встановлюватись за допомогою лабораторних або натурних досліджень. За відсутності такої інформації розробники Plaxis зазначають, що можливо припускати, що R_{inter} становить близько 2/3, проте вибір його значення в розрахунковій схемі є відповідальністю інженера-геотехніка.

Для оцінки впливу коефіцієнта зменшення міцності R_{inter} на НДС огороження котловану та існуючої будівлі розв'язано тестові задачі при варіюванні R_{inter} в діапазоні 0.6-1.0. Вхідні параметри моделі, що включають геометричні розміри та набір матеріалів і навантажень

аналогічний попередній задачі. Для порівняння було виконано дослідження за умов однорідного ґрунтового масиву, складеного піщаним ґрунтом, що використовувався в попередніх задачах, та глинистого ґрунту, який має набір ідентичних йому фізико-механічних характеристик, за винятком питомого зчеплення – $c=38\text{кПа}$; кута внутрішнього тертя – $\varphi=16^\circ$, та коефіцієнта бічного розширення (коефіцієнт Пуассона) $\nu=0.37$. В якості контрольних величин, фіксувалися горизонтальні переміщення верху підпірної стіни та на відмітці дна котловану, крім того визначено додаткові осідання фундаменту існуючої будівлі на ділянці, що межує з котлованом.

З визначених графіків залежностей переміщень (рис. 3) від R_{inter} , можна спостерігати пропорційне зростання горизонтальних переміщень верху підпірної стіни на ділянці $R_{\text{inter}}=1.0 \rightarrow 0.7$ для обох видів ґрунту. Проте за умови контакту конструкції з глинистим ґрунтом, для якого міцність контакту визначається через значення коефіцієнта інтерфейсу, що становить $R_{\text{inter}}=0.7 \rightarrow 0.6$, відбувається стрімкий приріст горизонтальних переміщень до 24%. Такі результати свідчать, що при послабленій міцності контакту ($R_{\text{inter}}=0.6$), в шарах ґрунту, що контактують з бетоном, відбувається розвиток пластичних деформацій.

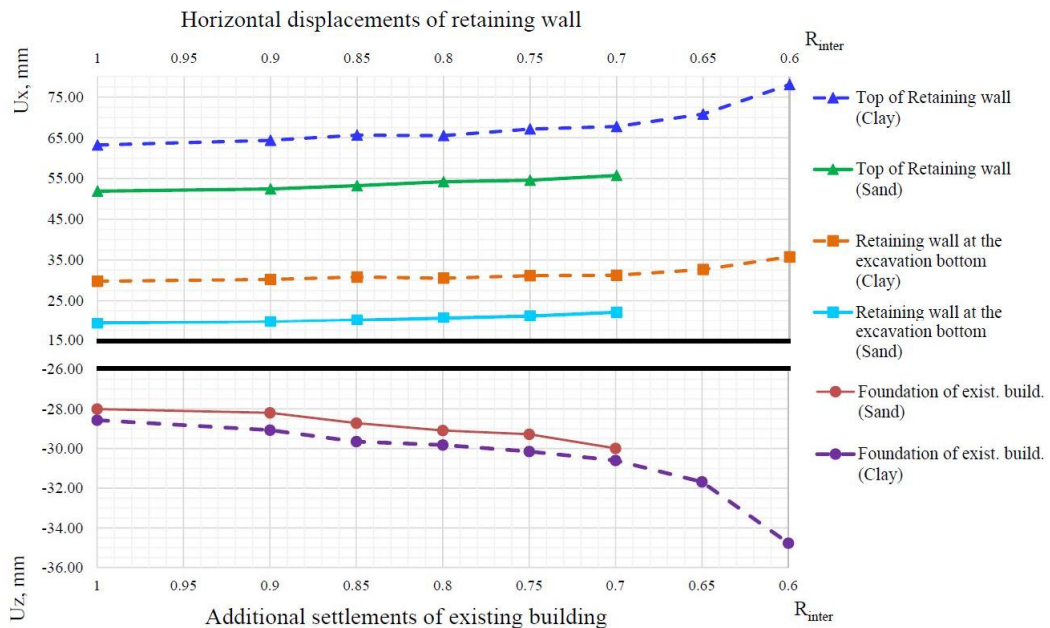


Рис. 3. Залежність додаткових осідань фундаменту існуючої будівлі та горизонтальних переміщень підпірної стіни від R_{inter}

Схожа закономірність спостерігається і для деформацій існуючої будівлі, для якої різниця в додаткових осіданнях фундаменту становить до 22% порівняно з жорстким (Rigid) контактом ґрунту та захисного огороження котловану. На рис. 4 показано розподіл згинальних моментів та горизонтальних переміщень по осі огороження на межі симетрії схеми при послабленні контактної взаємодії з глинистим ґрунтом. Загальний характер епюри згинальних моментів залишається сталим, водночас спостерігається кількісна зміна їх значень в прольотних зонах. При значенні $R_{\text{inter}}=0.6$ величина максимального згинального моменту M_{22} становить 174,65 кНм/м, що більше на 20% порівняно з іншими значеннями коефіцієнту R_{inter} .

Результати виконаних розрахунків показали, що робота конструкцій огороження відчутно залежить від їхньої контактної взаємодії з ґрунтом, яка визначається технологією виконання конструкцій, типом ґрунту основи та оцінюється за допомогою лабораторних чи натурних досліджень. З проведених числових досліджень отримано, що наявність та параметри контактних елементів можуть суттєво вплинути на результати розрахунків, тобто перед початком моделювання важливо створити тестові числові моделі, з яких можна отримати рівень

впливу контактних елементів на НДС елементів системи «основа – заглиблені конструкції – споруда».

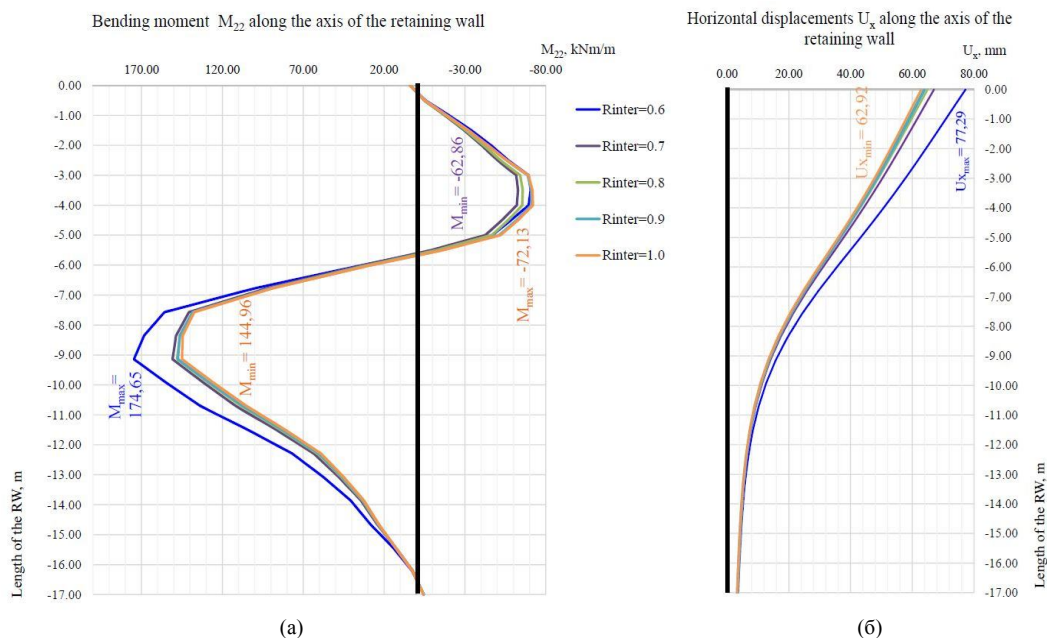


Рис. 4. Згинальні моменти M_{22} (а) та горизонтальні переміщення U_x (б) вздовж осі підпірної стіни

Вирішення експериментальних задач для встановлення впливу габаритів котловану на деформування існуючої будівлі. В даній частині роботи представлено опис і результати проведення числових досліджень деформацій існуючої будівлі в зоні впливу влаштування котловану, що огорожений підпірною стіною з бурових паль при варіюванні його геометричних параметрів. Контактна взаємодія огороження котловану з ґрунтом розглядалася з врахуванням коефіцієнту $R_{inter}=0.8$, що відповідає коефіцієнту умов роботи ґрунту по бічній поверхні буронабивних паль γ_{ef} згідно [9]. Габаритні розміри котловану в плані та ґрунтові умови незмінні, як і існуюча будівля порівняно з попередніми контрольними задачами.

Розрахункові параметри моделі, що варіювалися:

- глибина котловану $H_k = 3; 4.5; 6; 7.5; 9$ м,
- відстань між будівлею та котлованом $L_{б\text{уд}} = 2$ м; $0.5H_k; H_k; 1.5H_k$;
- тиск під фундаментом існуючої будівлі $P_{\text{мт}} = 100; 150; 200; 250; 300; 400; 500$ кПа.

Для схем з різною глибиною котловану, співвідношення згинальної жорсткості огороження котловану (EI) до глибини котловану (H_k) залишалось постійним

$$\frac{EI}{H_k} = \text{const.} \quad (4)$$

В першій постановці задачі виконано дослідження додаткових деформацій існуючої будівлі при зміні глибини котловану H_k . При збільшенні глибини виїмки, виконано додаткові етапи розрахунку, що відповідають розробці шару ґрунту потужністю 1.5-2 м. На рис. 5 показано вихідні дані до розрахунку задач та графіки залежностей додаткових осідань фундаменту будівлі від глибини виїмки в трьох точках вздовж суміжної сторони до котловану.

Зі збільшенням глибини котловану відбувається стрімке зростання додаткових осідань існуючої будівлі спричинене збільшенням частки складової пластичних деформацій в основі будівлі та переміщенням масиву ґрунту в сторону котловану. Для кутової точки р.№3, такий ефект є менш характерним (13 мм) за рахунок включення в роботу просторової жорсткості поперечної стіни огороження котловану.

Вплив глибини котловану H_k	
Модель ґрунту	HSM
Ґрунтові умови	Пісок дрібний
Глибина котловану, H_k	3; 4,5; 6; 7,5; 9м
Тип фундаментів існ. будівлі	фундаменти, неглиб. заклад.
Тиск під підшвою існуючої будівлі	200кПа
Відстань до котловану	2м
Параметри ПС, для $H_k=6$ м (620мм, кр.800)	($EI/H_k=\text{const}$)
Глибина ПС	$\approx 2,8H_k$
Матеріал ПС	Бетон, С20/25

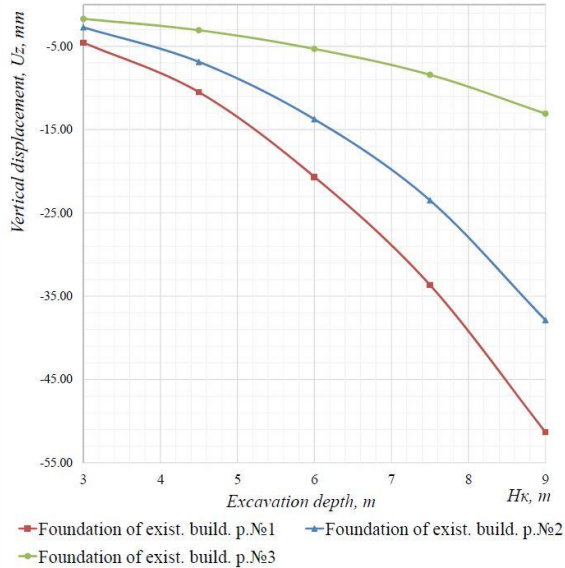


Рис. 5. Залежність додаткових осідань фундаменту існуючої будівлі від глибини котловану H_k

Наступним етапом було дослідження впливу віддаленості котловану від будівлі. Обрані значення відстані між будівлею та котлованом $L_{\text{буд}}$ приймалися у співвідношенні до його глибини та мінімальна відстань у 2 м, а вихідні умови та графіки додаткових осідань будівлі представлено на рис. 6.

Вплив відстані до будинку $L_{\text{буд}}$	
Модель ґрунту	HSM
Ґрунтові умови	Пісок дрібний
Глибина котловану, H_k	3; 6; 9м
Тип фундаментів існ. будівлі	фундаменти, неглиб. заклад.
Тиск під підшвою існуючої будівлі	200кПа
Відстань до котловану	2м, $L_{\text{буд}}/H_k = 0,5; 1; 1,5$
Параметри ПС, для $H_k=6$ м (620мм, кр.800)	($EI/H_k=\text{const}$)
Глибина ПС	$\approx 2,8H_k$
Матеріал ПС	Бетон, С20/25

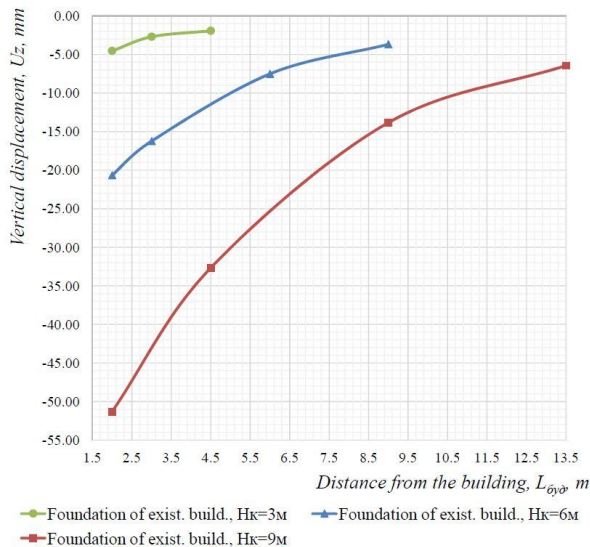


Рис. 6. Залежність додаткових осідань фундаменту існуючої будівлі від відстані до котловану $L_{\text{буд}}$

Для кожної конфігурації глибини котловану зі зменшенням відстані від котловану до будівлі $L_{\text{буд}}$ спостерігається експоненціальний приріст в додаткових осіданнях існуючої будівлі, при цьому їх різниця для відстаней $L_{\text{буд}}=1,5H_k$ та 2м становить 65-80%. Розташування котловану на відстані, більше його глибини дозволяє суттєво зменшити додаткові осідання існуючої будівлі за рахунок виключення додаткового тиску в межах призми обвалення.

На останньому етапі досліджено закономірності зміни НДС існуючої будівлі при розробці котловану в залежності від тиску під підшвою її фундаментів. На рис. 7 показані додаткові

осідання фундаменту існуючої будівлі в зоні впливу котловану глибиною 6 м на відстанях 2, 3, 6, 9 м для діапазону тисків $P_{\text{мт}}=100\dots500$ кПа, що є характерними для споруд малоповерхового будівництва.

Для визначеного діапазону тисків під підшвою існуючої будівлі в умовах незв'язного ґрунту в її основі (дрібний пісок середньої щільності), спостерігається пропорційне зростання додаткових осідань будівлі внаслідок розробки котловану, на відтинку до близько 250 кПа, що може свідчити про роботу ґрунту переважно в зоні пружних деформацій. При збільшенні тиску $P_{\text{мт}}$ до 500 кПа, спостерігається нелінійна динаміка додаткових осідань, внаслідок накопичення пластичних деформацій в основі будівлі. При відстані котловану до 3 м, зменшення тиску $P_{\text{мт}}$ втричі (з 300 до 100 кПа) призводить до зменшення осідань на 50%.

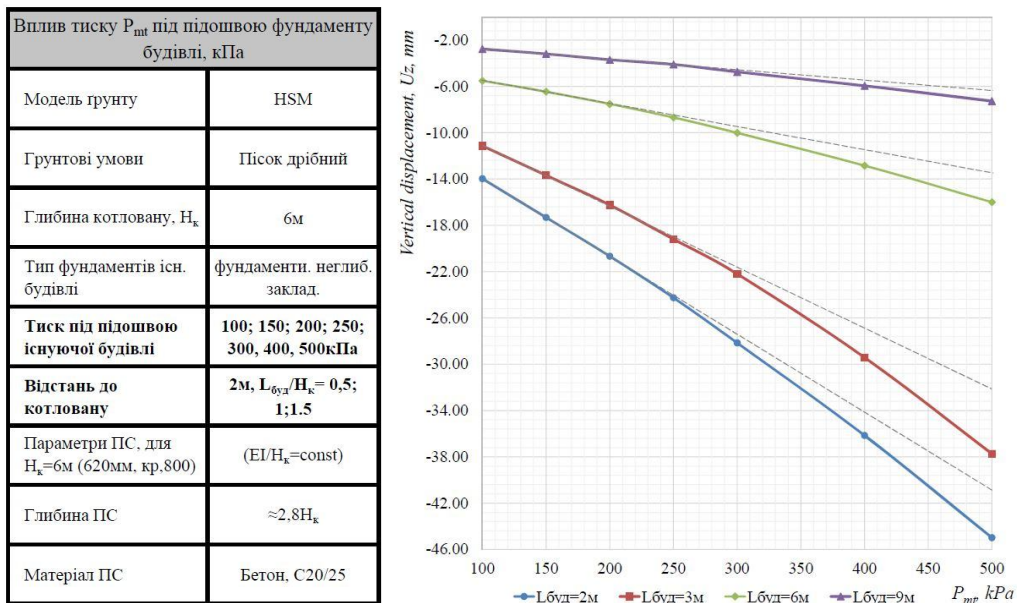


Рис. 7. Залежність додаткових осідань фундаменту існуючої будівлі від тиску під її підшвою $P_{\text{мт}}$

Висновки. Аналіз впливу розмірів скінченно-елементної моделі на формування напружено-деформованого стану елементів системи «основа–огорожуючі конструкції котловану–існуюча забудова» показав, що модель Кулона–Мора є чутливою до прийнятих габаритів моделі, і зміна вертикальних розмірів основи призводить до похибки у 47%. Така поведінка ґрунту пояснюється закладеною у модель лінійною залежністю між рівнем напружень і деформаціями. Використання моделей ґрунтового середовища, які враховують зміну жорсткості основи від рівня напружень, показало зменшення впливу габаритів СЕМ на результати розрахунків і в межах досліджуваних діапазонів для моделі ґрунту HSM різниці у вертикальних переміщеннях склали 4%.

Доведено, що при моделюванні заглиблених споруд введення контактних елементів є обов'язковим. Проведені дослідження показали, що зменшення міцності на контакті елементів конструкцій і ґрунту в межах $R_{\text{inter}}=1\dots0,7$ має пропорційний вплив на приріст деформацій і внутрішніх сил в елементах підпірної стіни котловану. Водночас, зменшення міцності контакту до $R_{\text{inter}}=0,6$, у випадку глинистого ґрунту, показало різке зростання горизонтальних переміщень до 24% і відповідне зростання згинальних моментів.

Додаткові деформації існуючої забудови залежать від локальної жорсткості конструкції підпірних стін. Виявлено, що для кутової точки р.№3, ефект стрімкого зростання деформацій із величиною відкопки котловану є менш характерним за рахунок включення в роботу просторової жорсткості поперечної стіни огороження котловану. Тобто нерівномірні деформації існуючої будівлі можуть розвиватися вздовж стіни біля котловану, що необхідно враховувати при формуванні програми моніторингу.

Дослідження співвідношення між глибиною розробки котловану та відстанню до існуючої будівлі у дисперсних незв'язних ґрунтах показало, що розташування котловану на відстані, більше його глибини дозволяє суттєво зменшити додаткові осідання існуючої будівлі за рахунок виключення додаткового тиску в межах призми обвалення.

Виявлено, що додаткові напруження, від існуючої будівлі в межах до 250 кПа, при обпиранні будівлі на міцну дисперсну основу з модулем деформації 30 МПа і при відкопці котловану до глибини 6 м не призводять до формування пластичних деформацій, так як залежності додаткових осідань фундаменту існуючої будівлі від тиску під її підшвою $P_{\text{мт}}$, які наведені на рис. 7, мають лінійний характер. При перевищенні цього значення тиску спостерігається нелінійна динаміка зростання додаткових осідань існуючої будівлі, спричинена формуванням і розвитком пластичних деформацій.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Солодей І.І., Петренко Е.Ю., Затилюк Г.А.* Особливості створення розрахункових моделей при дослідженні напружено-деформованого стану підземних споруд // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2019. – Вип. 102. – С. 139–149.
2. *Ручківський В.В.* Взаємодія інженерних захисних конструкцій з ґрунтовою основою в умовах щільної міської забудови // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 110. – С. 507-519.
3. *Franza A., Sheil B.* Pile groups under vertical and inclined eccentric loads: elastoplastic modelling for performance based design. *Comput. Geotechnics* 135, 104092. doi:10.1016/j.compgeo.2021.104092.
4. *Ming-ming Cao, Shi-ju Ma, Jing-wei Zhang.* Numerical Analysis Study on the Influence of Shield Cutting Pile on the Settlement of Pile–Soil Composite Foundation // *Advances in Civil Engineering.* – UK.: 2024, doi.org/10.1155/2024/5345820.
5. *Дубенець В.Г., Хільчевський В.В., Савченко О.В.* Основи методу скінченних елементів: Навчальний посібник. – Чернівці: ЧДТУ, 2007. – 288 с.
6. *Городецький А.С., Євзеров І.Д.* Комп'ютерні моделі конструкцій - К: видавництво «Факт», 2005. – 344 с.
7. *Bentley Systems.* Plaxis Material Models Manual, Version 2024.2, Bentley Systems, 2024.
8. *Potyondy, J. G.* Skin Friction between Various Soils and Construction Materials. *Geotechnique*, - 1961. - Vol. 11, – No. 4, – P. 339–353.
9. ДБНВ.2.1–10–2009. Основи та фундаментиспоруд. Зміна №1. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.–Чинний від 01.07.2011.

REFERENCES

1. *Solodei I.I., Petrenko E.Iu., Zatyliuk H.A.* Osoblyvosti stvorennia rozrakhunkovykh modelei pry doslidzhenni napruzhenodeformovanoho stanu pidzemnykh sporud (Features of the numerical simulation in research on the stress strain behavior of underground structures) // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*– Kyiv: KNUBA, 2019. - Issue 102. - P. 139–149.
2. *Ruchkivskiy V.V.* Vzaiemodiia inzhenernykh zakhysnykh konstrukttsii z hruntovoiu osnovoiu v umovakh shchilnoi miskoi zabudovy (Interaction of engineering protective structures with the soil base in densely built-up territory) // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*– Kyiv: KNUBA, 2023. - Issue 110. - P. 507-519.
3. *Franza, A., and Sheil, B.* Pile groups under vertical and inclined eccentric loads: elastoplastic modelling for performance based design. *Comput. Geotechnics* 135, 104092. doi:10.1016/j.compgeo.2021.104092.
4. *Ming-ming Cao, Shi-ju Ma and Jing-wei Zhang.* Numerical Analysis Study on the Influence of Shield Cutting Pile on the Settlement of Pile–Soil Composite Foundation // *Advances in Civil Engineering.* – UK.: 2024, doi.org/10.1155/2024/5345820.
5. *Dubenets V.H., Khilchevskiy V.V., Savchenko O.V.* Osnovy metodu skinchennykh elementiv (Fundamentals of the Finite Element Method): Navchalnyi posibnyk. – Chernihiv: ChDTU, 2007, 288 s.
6. *Horodetskiy A.S., Yevzerov I.D.* Kompiuterni modeli konstrukttsii (Computer models of constructions). - K: vydavnytstvo «Fakt», 2005, 344s.
7. *Bentley Systems.* Plaxis Material Models Manual, Version 2024.2, Bentley Systems, 2024.
8. *Potyondy, J. G.* Skin Friction between Various Soils and Construction Materials. *Geotechnique*, 1961, Vol. 11, No. 4, P. 339-353.
9. DBN V.2.1–10–2009. Osnovy ta fundamenti sporud. Zmina №1 (Bases and Foundations of Structures. Amendment No. 1): DBN V.2.1–10–2009. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 55 s.– Chynnyi vid 01.07.2011.

Стаття надійшла 03.10.2024

Бондарева Л.О. Хоронжевський М.В.

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ ДЕФОРМУВАННЯ ІСНУЮЧИХ СПОРУД ПОБЛИЗУ КОТЛОВАНІВ З ВИКОРИСТАННЯМ МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

У роботі обговорено ряд поширених питань, пов'язаних з моделюванням системи «основа – огороження котловану – існуюча забудова» за допомогою методу скінченних елементів (МСЕ) та досліджено вплив габаритних параметрів котловану на деформації існуючої будівлі. Перша частина статті присвячена аспектам, які стосуються визначення розмірів скінченно-елементної моделі (СЕМ), її дискретизації, а також контактній взаємодії конструкцій з ґрунтовим масивом і їхньому впливу на точність розрахунків.

Дослідження впливу на напружено-деформований стан основи та конструкцій існуючої будівлі виявило чутливість моделі Кулона-Мора до вертикальних габаритів моделі, з похибкою до 47% у додаткових переміщеннях при зміні її розмірів по глибині у 2.5 рази. Використання моделі зі зміцненням ґрунту, яка дозволяє врахувати зміну жорсткості з глибиною, показало зменшення похибки до 4%, проте визначення вхідних параметрів для цих моделей є нетривіальною задачею та потребує не тільки компресійних і тривісних випробувань, а й компетентності інженера-геотехніка. Наголошено, що введення контактних елементів є обов'язковим при моделюванні заглиблених споруд, а послаблення контакту між конструкцією та глинистим ґрунтом з коефіцієнтом міцності до $R_{\text{inter}}=0.6$ за результатами розрахунків, показало збільшення переміщень на чверть та кількісну зміну гиняльних моментів у підпірній стіні.

При розв'язку експериментальних задач, встановлено, що додаткові осідання фундаменту існуючої будівлі залежать від локальної жорсткості огороження котловану, а нерівномірність деформацій розвивається вздовж стіни біля котловану, що необхідно враховувати під час моніторингу. Дослідження показало, що розташування котловану на відстані, більшій за його глибину, в умовах дисперсних ґрунтів суттєво зменшує осідання будівлі через виключення додаткового тиску в межах призми обвалення. Додаткові напруження до 250 кПа під подошвою фундаментів існуючої будівлі, в умовах розробки котловану глибиною 6 м, зумовлюють роботу ґрунту переважно в межах пружних деформацій, проте при перевищенні цього значення спостерігається нелінійне зростання додаткових осідань через розвиток пластичних деформацій.

Ключові слова: метод скінченних елементів, ґрунтова модель, існуюча будівля, підпірна стіна, котлован, інтерфейс, скінченно-елементна модель.

Bondareva L.O. Khoronzhewskyi M.V.

RESEARCH OF THE DEFORMATION PATTERNS OF EXISTING STRUCTURES NEAR EXCAVATIONS USING THE FINITE ELEMENT METHOD

The article discusses a number of common issues related to modelling the system «base - pit enclosure - existing building» using the finite element method (FEM) and investigates the impact of the pit dimensions on the deformation of the existing building. The first part of the article is focused on the aspects related to the determinations of the finite element model (FEM), its discretisation, as well as the contact interaction of structures with the soil massif and their impact on the accuracy of calculations.

The investigation of the effect on the stress-strain state of the foundation and structures of the existing building revealed the sensitivity of the Mohr–Coulomb model to the vertical dimensions of the model, with an error of up to 47% in additional displacements when its dimensions in depth change by 2.5 times. Using of a model with hardening soil, which allows for the change in stiffness with depth, showed a reduction in error of up to 4%, but determining the input parameters for these models is a non-trivial task and requires not only compression and triaxial tests, but also the competence of a geotechnical engineer. It is emphasized that the introduction of contact elements is mandatory in the modelling of deep structures, and the weakening of the contact between the structure and clay soil with a strength coefficient to $R_{\text{inter}}=0.6$, according to the results of calculations, showed an increase in displacements by a quarter and a quantitative change in bending moments in the retaining wall.

In solving the experimental tasks, it was found that additional settlements of the existing building foundation depend on the local stiffness of the pit enclosure, and the non-uniformity of deformations develops along the wall near the pit, which must be taken into account during monitoring. The investigation has shown that the location of the pit at a distance greater than its depth in dispersed soils significantly reduces the settlement of the building due to the exclusion of additional pressure within the collapse prism. Additional stresses of up to 250 kPa under the footings of the foundations of an existing building, in the conditions of excavation of a 6 m deep pit, cause the soil to work mainly within the limits of elastic deformations, but when this value is exceeded, a nonlinear increase in additional settlements is observed due to the development of plastic deformations.

Keywords: finite element method, material model of soil, existing building, retaining wall, excavation pit, interface, finite element model.

УДК624.131.7

Бондарева Л.О. Хоронжевський М.В. Дослідження закономірностей деформування існуючих споруд поблизу котлованів з використанням методу скінченних елементів // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2025. – Вип. 115. – С. 192-203.

В роботі показані особливості використання лінійних і нелінійних моделей деформування при виборі розміру скінченно-елементної моделі для числових геотехнічних розрахунків, що передбачають великий діапазон напружень. Показано ступінь впливу контактних елементів на формування деформацій та зусиль в елементах огороження котловану. Отримано закономірності розвитку додаткових деформацій існуючої забудови в умовах виконання глибоких котлованів в безпосередній близькості до будинку.

Табл. 3. Іл. 7. Бібліогр. 9 назв.

UDC624.131.7

Bondareva L.O. Khoronzhevskiy M.V. Research of the deformation patterns of existing structures near excavations using the finite element method // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles– Kyiv: KNUBA, 2025. – Issue 115. – P. 192-203.

The article shows the specifics of using linear and nonlinear deformation models when sizing a finite element model for numerical geotechnical calculations involving a large range of stresses. The extent of influence of contact elements on the formation of deformations and forces in the elements of the pit enclosure is shown. The patterns of increase in additional deformations of the existing building under conditions of deep excavation pits in the close surroundings of the building are obtained.

Tabl. 3. Fig. 7. Ref. 9.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, доцент кафедри геотехніки БОНДАРЕВА Людмила Олегівна

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, проспект Повітряних Сил, 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Тел.: +38(095)943-73-19

E-mail: bondareva.lo@knuba.edu.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-7392-814X>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): аспірант кафедри геотехніки ХОРОНЖЕВСЬКИЙ Максим Володимирович

Адреса: 03680 Україна, м. Київ, проспект Повітряних Сил, 31, Київський національний університет будівництва і архітектури

Тел.: +38(097)115-94-65

E-mail: khoronzhevskiy.ubp@gmail.com

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0001-5797-7304>