

М.О. Харченко, к.т.н., Ю.Л. Винников, д.т.н., професор  
І.В. Мірошніченко, аспірантка

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

## ПРОСТОРОВА ЗАДАЧА МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «СТРІЧКОВИЙ РОСТВЕРК – НАБИВНІ ПАЛІ У ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ – ОСНОВА»

Наведено методика та результати чисельного 3D-моделювання напружено-деформованого стану системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – основа» за допомогою методу скінченних елементів. При цьому для моделювання основи, розширення й ущільненої зони використано пружно-пластичну модель з критерієм міцності Кулона – Мора (Mohr – Coulomb), для циліндричного залізобетонного тіла набивної палі й ростверку – лінійну пружну модель (Linear Elastic). Всі елементи моделювалися просторовими кластерами, крім ростверку, який моделювався плоскою конструкцією (floor) з відповідною згинальною жорсткістю. Для моделі Кулона – Мора застосовано опцію дренажної поведінки ґрунту, тобто додатковий тиск між поровою водою та скелетом ґрунту не генерується. Це зумовлено швидким прикладенням навантаження і відсутністю необхідності відтворення історії недренованого навантаження й консолідації ґрунту. Осідання основи фундаментів, що отримані 3D-моделюванням методом скінченних елементів і виміряні геодезичними спостереженнями за будинками в конкретних інженерно-геологічних умовах, мають відносну похибку менше 11 – 15 %.

**Ключові слова:** набивна паля у пробитих свердловинах, стрічковий ростверк, основа, напружено-деформований стан, метод скінченних елементів, розширення, ущільнена зона.

М.А. Харченко, к.т.н., Ю.Л. Винников, д.т.н., професор  
І.В. Мірошніченко, аспірантка

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

## ПРОСТРАНСТВЕННАЯ ЗАДАЧА МОДЕЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «ЛЕНТОЧНЫЙ РОСТВЕРК – НАБИВНЫЕ СВАИ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ – ОСНОВАНИЕ»

Приведена методика и результаты численного 3D-моделирования напряженно-деформированного состояния системы «ленточный ростверк – набивные сваи в пробитых скважинах – основание» с помощью метода конечных элементов. При этом для моделирования основания, расширения и уплотненной зоны использована упругопластическая модель с критерием прочности Кулона – Мора (Mohr – Coulomb), для цилиндрического железобетонного тела набивной сваи и ростверка – линейную упругую модель (Linear Elastic). Все элементы моделировались пространственными кластерами, кроме ростверка, который моделировался плоской конструкцией (floor) с соответствующей изгибной жесткостью. Для модели Кулона – Мора использовано опцию дренажного поведения ґрунту, то есть дополнительное давление между поровой водой и скелетом ґрунту не генерируется. Это обусловлено быстрым приложением нагрузки и отсутствием необходимости воспроизведения истории недренированной нагрузки и консолидации ґрунту. Осадки основания фундаментов, которые получены 3D-моделированием методом конечных элементов и измеренные геодезическими

наблюдениями за зданиями в конкретных инженерно-геологических условиях, имеют относительную погрешность менее 11 – 15 %.

**Ключевые слова:** набивная свая в пробитых скважинах, ленточный ростверк, основание, напряженно-деформированное состояние, метод конечных элементов, расширение, уплотненная зона.

*M.O. Kharchenko, Dr-Ing., Y.L. Vynnykov, Prof., DrSc.  
I.V. Miroshnichenko, post-graduate student  
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University*

## **3D SIMULATION PROBLEM OF STRESSED- DEFORMED STATE OF SYSTEM «STRIP GRILLAGE – FOUNDATIONS IN THE PUNCHED HOLES – BASE»**

*The methodology and results of numerical 3D simulation of stressed-deformed state of system «strip grillage – foundations in the punched holes – base» using the finite element methods are presented in this article. In this for simulation base, broadening and compacted zone are used the Elastic-Plastic Mohr – Coulomb Model, for cylindrical body of reinforced concrete piles and grillage are used the Linear Elastic Model. All elements are simulated the tridimensional clusters. Grillage is simulated as floor with corresponding bending stiffness. For Mohr – Coulomb Model applicable setting the drained soil behavior, scilicet no excess pore pressures. This is due the quickly loading and precise history of undrained loading and consolidation. In this settlements of foundation base obtained 3D simulation by finite element methods and measured geodetic observations of the buildings on such foundations in specific geotechnical conditions have a relative error of less 11 – 15 %.*

**Keywords:** foundations in the punched holes, strip grillage, base, stressed-deformed state, finite elements method, broadening, compacted zone.

**Постановка проблеми в загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями.** Набивні палі у пробитих свердловинах (НППС) є ефективним методом фундаментобудування. Їх доцільно влаштовувати у лесових просадочних ґрунтах, які при замоканні значно погіршують свої механічні характеристики. НППС мають велику несучу здатність за рахунок розширення, яке створюють утрамбуванням в основу щебеню. При цьому навколо пробитих свердловин і розширення утворюється ущільнена зона ґрунту.

Аналітична методика визначення несучої здатності НППС вже добре апробована [1]. Нормативних же методів визначення осідань таких фундаментів немає. Відомі дані тривалих геодезичних спостережень за осіданнями будівель на НППС й розроблена аналітична методика їх визначення [2]. Та подальше удосконалення методики розрахунку осідань будівель на НППС, у т.ч. й у складі стрічкових ростверків, з використанням чисельних методів є актуальним.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій, у яких започатковано розв'язання цієї проблеми.** Дослідження напружено-деформованого стану (НДС) пильових основ методом скінченних елементів (МСЕ) відомі у працях А.О. Бартоломея, І.П. Бойка, Ю.Л. Винникова, А.Л. Готмана, Ю.К. Зарецького, М.Л. Зоценка, Р.О. Мангушева, І.М. Омельчака, В.М. Парамонова, О.О. Петракова, О.В. Пілягіна, З.Г. Тер-Мартиросяна, В.М. Улицького, Д.М. Шапіро, S. Henke, R. Katzenbach, K. Rollins, U. Nath та інших [3 – 8]. У цих дослідженнях розв'язання задач спільної роботи палей з

грунтовою основою МСЕ виконувалися з використанням пружно-пластичних моделей, що досить адекватно відбивають НДС масивів при виготовленні та роботі паль.

Авторами [3] вже було обґрунтовано коректні умови використання плоскої версії програмного комплексу PLAXIS при застосуванні до ґрунту пружно-пластичної моделі Мора – Кулона та кроково-ітераційних процедур до розрахунків спільної роботи НППС у складі стрічкових ростверків із замкними лесовими ґрунтами.

**Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття.** Розроблені на сьогодні аналітичні й чисельні методи визначення осідань основи НППС у складі стрічкових ростверків є плоскими задачами. Для наближення до дійсної роботи системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – основа» («СР – НППС – О») необхідне використання просторових скінченно-елементних (СЕ) моделей.

Тому за **мету роботи** прийнято розробити методика просторового чисельного моделювання МСЕ НДС системи «СР – НППС – О».

#### **Виклад основного матеріалу дослідження.**

*1. Вихідні дані для моделювання.* Просторова СЕ модель системи «СР – НППС – О» розроблена для реального 9-поверхового гуртожитку по вул. Степового Фронту, 29, у м. Полтава (рис. 1). Згідно з проектом використані НППС глибиною  $h=2,5$  м, діаметром стовбура  $b_p=0,5$  м і об'ємом утрамбованого в розширення щебеня  $V_{cr}=2,0$  м<sup>3</sup> (при цьому діаметр поперечного перерізу розширення складає близько  $d_{cr}=1,1$  м). Стрічковий ростверк, що об'єднує НППС, має поперечні розміри 500x400 мм, глибина його закладання  $d=1,4$  м. Крок НППС для прийнятого в розрахунках фрагменту будівлі складає 2000 мм (рис. 2). Погонне навантаження на стрічковий ростверк – 450 кН.

У геоморфологічному відношенні ділянка розміщена в межах Полтавського лесового плато. Інженерно-геологічні умови представлено замкними лесоподібними суглинками з модулем деформації  $E=5...9$  МПа. Ґрунтові води знаходяться на глибині 4,6 м від рівня поверхні землі.



*Рисунок 1 – Фото 9-поверхового гуртожитку по вул. Степового Фронту, 29, у м. Полтава*

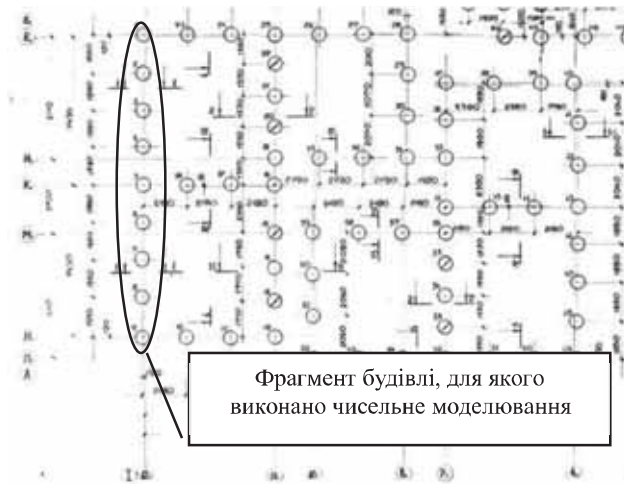


Рисунок 2 – Фрагмент схеми розміщення НППС, для якого виконувався чисельний аналіз МСЕ

Для урахування ефекту неоднорідності ущільнення середовища від улаштування НППС у межах кожного СЕ чи їх груп зони впливу навколо палі значення  $E$ ,  $\varphi$  та  $c$  ґрунту приймалися за кореляційними рівняннями взаємозв'язку залежно від його коефіцієнта пористості  $e$ . Загальну методика встановлення такого взаємозв'язку розробив проф. М.Л. Зоценко [7]. При цьому визначений діаметр ущільненої зони навколо розширення склав  $d_s=2,0$  м.

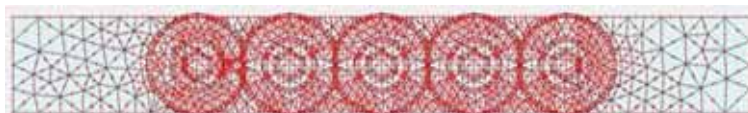
2. **Геометрія задачі.** Розміри розрахункової моделі в Plaxis 3D Foundation (Version 1.6) складають: ширина  $B=2$  м; довжина  $L=16$  м; глибина  $H=15$  м. При розбитті моделі використано трикутні СЕ з 6-ма (для генерації 2D-сітки) та 15-ма (для генерації 3D-сітки) вузлами. При цьому переміщення визначаються інтерполяцією 4-го порядку за допомогою чисельного інтегрування за 12-ма гаусівськими точками. **При генерації СЕ сітки використана середня (medium) глобальна крупність. При цьому середній розмір елемента складає**

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{\max} - x_{\min})(y_{\max} - y_{\min})}{n_e}}, \quad (1)$$

де  $n_e=100$  для середньої (medium) сітки СЕ.

Локальне згущення СЕ сітки було виконано біля НППС. При цьому 2D-сітка складалася з 1308 трикутних СЕ, 3269 вузлів (рис. 3, а), а 3D-сітка – з 36623 СЕ, 101159 вузлів і 42000 точок напружень (рис. 3, б). Середній розмір СЕ –  $114,5 \cdot 10^{-3}$  м.

Просторова СЕ модель системи «СР – НППС – О» наведена на рисунку 3, в і з відключеними кластерами ПГЕ-1...ПГЕ-4 на рисунку 3, д.



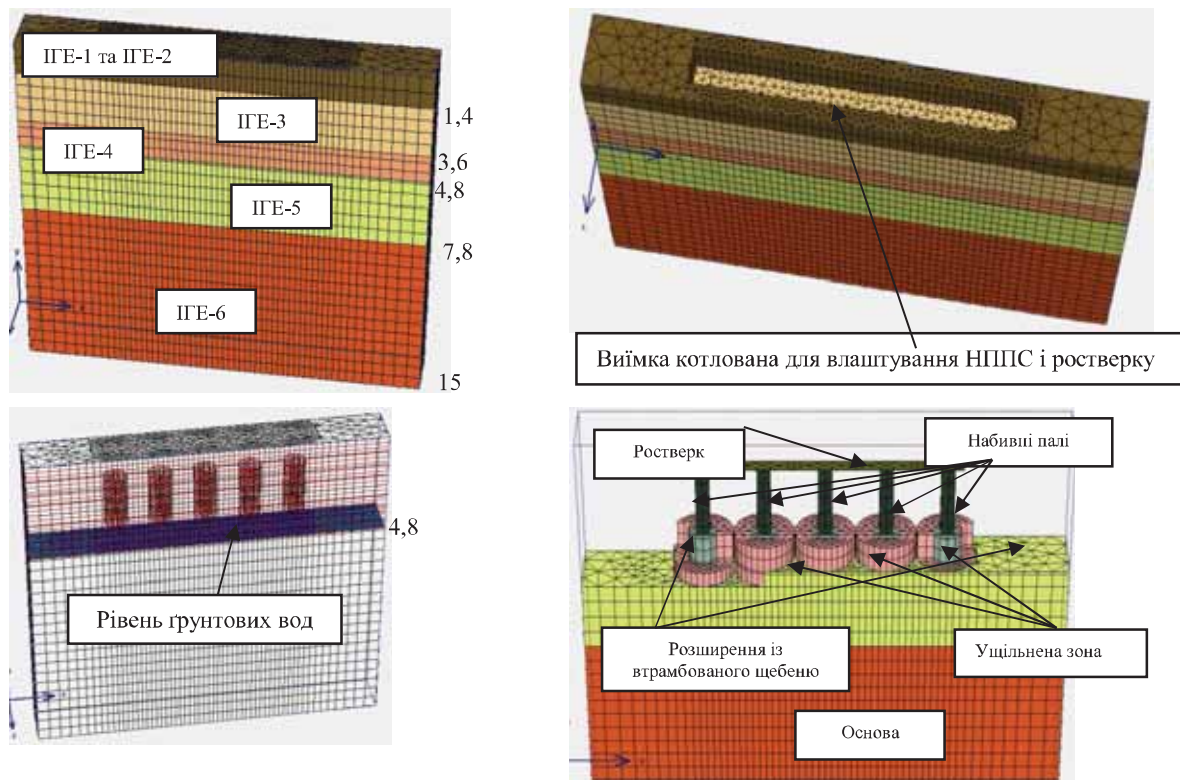


Рисунок 3 – SE модель системи «CP – НППС – О»: а – 2D SE сітка; б – 3D SE сітка; в – на стадії виїмки ґрунту; г – рівень ґрунтових вод; д – улаштування НППС і ростверку; ПЕ-1...ПЕ-6 – інженерно-геологічні елементи, на які розбито основу

3. Моделювання системи «CP – НППС – О». Інженерно-геологічні елементи (ПЕ), з яких складена основа, пробиті сверловини, що заповнені бетоном, розширення зі щебеню та ущільнена зона навколо розширення моделювалися просторовими кластерами (рис. 3).

У використаній моделі ґрунту прийнято відомі гіпотези механіки ґрунтів: 1) ґрунт у межах SE приймають за однорідне ізотропне середовище; 2) при деформаціях зберігається суцільність масиву; 3) деформації формозміни нелінійні; 4) вектори головних пластичних деформацій (та їх швидкостей) і головних напружень при складному напруженому стані (НС) прийняті співвісними (коаксіальними); 5) навантаження – просте (компоненти девіатора напруг зростають пропорційно одному параметру); 6) зберігається співвісність тензорів напружень і деформацій.

Для моделювання НДС ґрунтів, щебеневого розширення й ущільненої зони використана нелінійна модель, критерій міцності якої описується законом Мора – Кулона (Mohr – Coulomb). Ґрунт вважається пружно-ідеальнопластичним матеріалом, деформування якого відбувається згідно з діаграмою Прандтля (рис. 4). Це означає, що поверхня текучості не міняється при зростанні деформації текучості, а отже, відсутнє зміцнення. Повна умова текучості даної моделі описується шістьма функціями, які виражені через головні напруження (2).

$$\left. \begin{aligned} f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

де  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  – головні напруження.

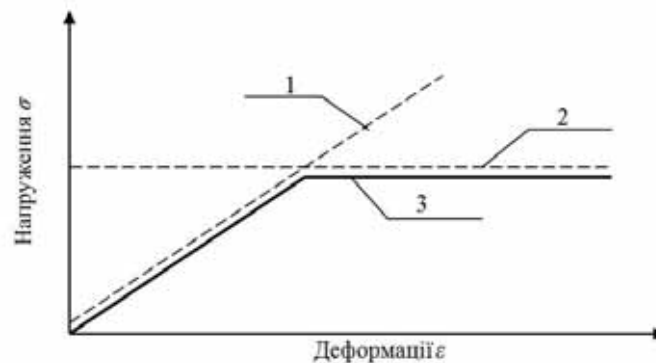


Рисунок 4 – Діаграми залежності між напруженнями  $\sigma$  та відносними деформаціями  $\varepsilon$  ґрунту: 1 – за теорією пружності; 2 – за теорією пластичності; 3 – за пружно-пластичною теорією

Для коректного застосування моделі Мора – Кулона потрібні значення її основних параметрів: 1) дренована (Drained), недренована (Undrained) чи непориста (Non-porous) поведінка ґрунту; 2) питома вага у природному  $\gamma_{unsat}$  й у водонасиченому стані  $\gamma_{sat}$  (задаються з урахуванням можливого підняття рівня ґрунтових вод); 3) коефіцієнти фільтрації  $k_x, k_y, k_z$  (Permeability), що мають фізичний зміст лише для недренованої поведінки ґрунту; 4) модуль деформації  $E$ ; 5) коефіцієнт Пуассона  $\nu$ ; 6) кут внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi$ ; 7) питоме зчеплення  $c$ ; 8) кут дилатансії  $\psi$  (рис. 5).

Одним з істотних факторів є поведінка ґрунту – дренована чи недренована. Ці параметри ґрунтових моделей дають можливість урахувати взаємодію між поровою водою та скелетом ґрунту. У цьому випадку вибрано опцію дренованої поведінки ґрунту, тобто додатковий поровий тиск генеруватися не буде. **Це зумовлено низькою швидкістю завантаження основи.** Тому коефіцієнти фільтрації задавались умовно:  $k_x=k_y=k_z=1$  м/день, без лабораторних досліджень зазначеного параметра.

Питому вагу ґрунтів у природному  $\gamma_{unsat}$  і водонасиченому  $\gamma_{sat}$  стані визначено шляхом лабораторних досліджень.

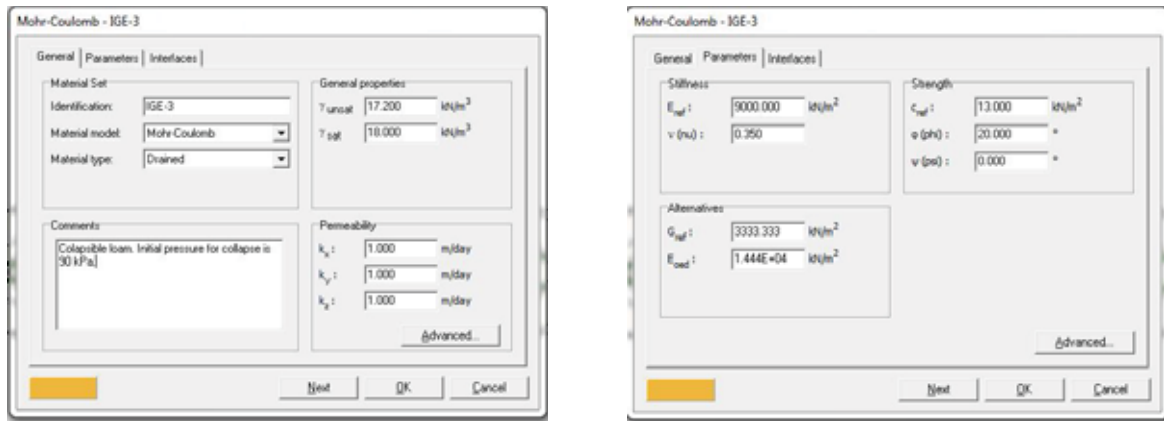


Рисунок 5 – Основні параметри для ґрунту, що необхідні для моделі Кулона – Мора

Параметри міцності ( $c$ ,  $\varphi$ ) моделі для ґрунтів (Strength) визначали експериментальним шляхом. При цьому для ґрунтів, розташованих вище розширення, використано випробування на пряме зрушення попередньо ущільнених водонасичених зразків (консолідовано-дренована схема) з обробкою результатів за способом повної логарифмічної перебудови [8]; для ґрунтів нижче розширення – з обробкою аналогічних даних за стандартною методикою згідно з ДСТУ Б В.2.1-4-96. Отримані таким чином значення стали вихідною базою для визначення властивостей ущільненої зони, що розраховуються за кореляційними рівняннями взаємозв'язку залежно від коефіцієнта пористості  $e$  ґрунту за [7].

Параметри деформативності (Stiffness) ґрунтів ( $E$  і  $\nu$ ) визначалися наступним чином. Модуль деформації  $E$  визначався шляхом ущільнення зразків ґрунту під тиском без можливості бічного розширення. Дослідження проводились на приладі для компресійних випробувань ступеневим прикладанням тиску  $\sigma=0,025; 0,05; 0,10; 0,20; 0,30$  МПа. Кожну ступінь витримували до умовної стабілізації деформації 0,01 мм за 16 годин, після чого прикладали нову. За одержаними результати будували компресійну криву й розраховували значення модуля деформації  $E$ .

Коефіцієнт Пуассона  $\nu$  приймався відповідно до ДСТУ Б В.2.1-4-96 для суглинків 0,35 – 0,37. При цьому менші значення  $\nu$  приймалися при більшій щільності ґрунту. Вплив гідростатичного тиску води враховувався задаванням відповідного рівня ґрунтових вод (рис. 3, з).

Для моделювання залізобетонного ствола палі використана лінійна пружна модель (Linear Elastic). Ця модель відповідає закону Гука – ізотропної лінійної пружності. Модель включає в себе два пружних параметри жорсткості, а саме модуль Юнга  $E$  і  $\nu$  коефіцієнт Пуассона. Ці значення призначалися відповідно до ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Для просторових кластерів цього типу використано опцію Non-porous (непористий). При цьому не будуть ураховуватися початковий і додатковий поровий тиск у кластерах відповідного типу.

Ростверк, що об'єднував НППС, задавався як плоский елемент (floors). Йому було присвоєно ізотропні пружні властивості бетону. У цьому елементі математична залежність між деформаціями та напруженнями наступна:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\nu_{12}/E_1 & -\nu_{13}/E_1 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{12}/E_1 & 1/E_2 & -\nu_{23}/E_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{13}/E_1 & -\nu_{23}/E_2 & 1/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{13} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{23} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Параметри матеріалів наведено у таблиці 1.

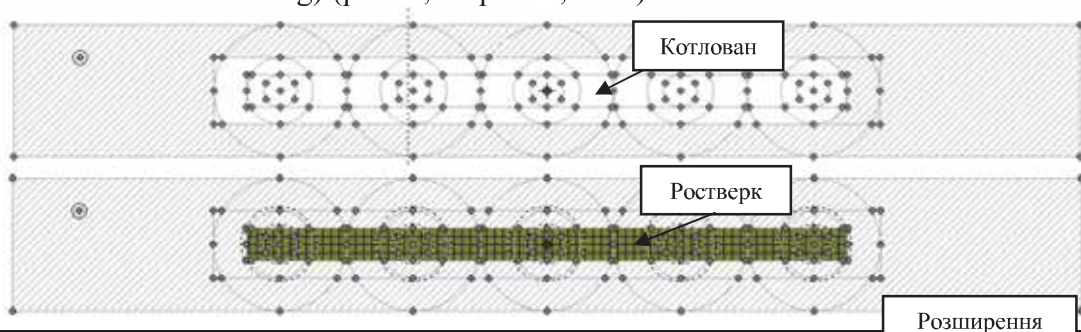
Таблиця 1 – Механічні моделі та фізико-механічні властивості елементів системи «СР – НППС – О»

№ ПЕ, найменування матеріалу	Модель матеріалу	Питома вага		Зчеплення с, кПа	Кут внутріш- нього тертя $\varphi$ , °	Модуль деформації (пружності) E, МПа	Коефі- цієнт Пуассо- на $\nu$
		грунту (бетону) $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	мокрого грунту $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>				
1, 2	MC Drained	15	17	10	10	5	0,30
3	MC Drained	17,2	18	13	20	9	0,35
4	MC Drained	17,6	17,6	17	20	11	0,35
5	MC Drained	18,2	18,2	8	19	6	0,35
6	MC Drained	18,9	18,9	16	21	14	0,35
Ущільнена зона	MC Drained	19	19	20	30	18	0,30
Розширення	MC Drained	22	22	1	50	50	0,2
Набита бетоном свердловина	Linear Elastic	25	-	Non-porous		$2,3 \cdot 10^4$	0,2
Ростверк	Linear Elastic	25	-	Isotropic		$2,3 \cdot 10^4$	0,2

4. *Граничні умови* відповідають натурним умовам роботи основ і НППС під навантаженням, а саме: всі вузли, що знаходяться на нижній площині розрахункової зони, закріплюються непорушно; вузли бічних поверхонь не можуть мати горизонтальних переміщення.

Для проведення межі між пружною поведінкою тіла НППС, де невеликі переміщення, та оточуючого їх ґрунтового масиву, де можлива пластична поведінка з критерієм міцності Кулона – Мора, використано інтерфейс (interface strength). Це зроблено з метою уникнення появи пікових напружень і деформацій, що не мають реального фізичного змісту. Для того щоб інтерфейс залишався пружним, напруження зрушення має задовольняти вираз  $|\tau| < \sigma_n \cdot \tan(\varphi_i) + c_i$ , а для пластичної поведінки –  $|\tau| = \sigma_n \cdot \tan(\varphi_i) + c_i$  ( $\varphi_i$ ,  $c_i$  – кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення інтерфейсу). У цьому випадку використано параметр  $R_{inter}=1$ . Тобто характеристики міцності інтерфейсу такі ж, як і в оточуючого його ґрунту.

5. *Етапи розв'язання задачі.* Задача розв'язувалася за 3 етапи: 1) гравітаційне завантаження розрахункової області власною вагою ґрунту і визначення початкового НДС ґрунтового масиву (Phase 1 – Gravity Loading) (рис. 3, б); 2) улаштування виїмки під ростверок до позн. -1,400 м (Phase 2 – Pit excavation) (рис. 3, в і рис. 6, а); 3) улаштування НППС і ростверку та рівномірне його завантаження (Phase 3 – FPS installation and Loading) (рис. 3, д і рис. 6, б – г).





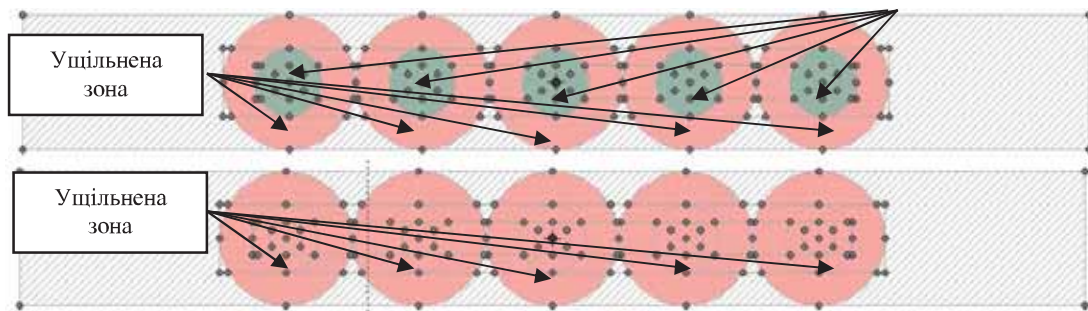


Рисунок 6 – Перерізи SE моделі системи «СР – НППС – О» на останньому етапі розрахунку: а – на позн. 0.000; б – на позн. -1.400; в – на позн. -3.900; г – на позн. -4.900

б. *Передумови ітераційного процесу розв’язання задачі.* Для всіх етапів використано розрахунок пластичного стану (Plastic). Матриця жорсткості в такому випадку базується на вихідній недеформованій геометрії моделі. При цьому кількість додаткових кроків (Additional steps) задано 250. При будь-якому нелінійному аналізі зі скінченим числом кроків буде мати місце невелике відхилення від точного значення. Ітерації всередині кожного кроку виконуються до тих пір, поки похибка розрахунку не стане менше заданої величини. Допустиме значення похибки (Tolerated error) задавалося 0,01 (1 %).

Для того щоб зменшити кількість ітерацій, які необхідні для збіжності рішення, використовується процедура надрелаксації (over-relaxation), приклад якої наведено на рисунку 7, а і б. Ступінь надрелаксації контролюється надрелаксаційним множником, котрий у цьому випадку задано 1,2.

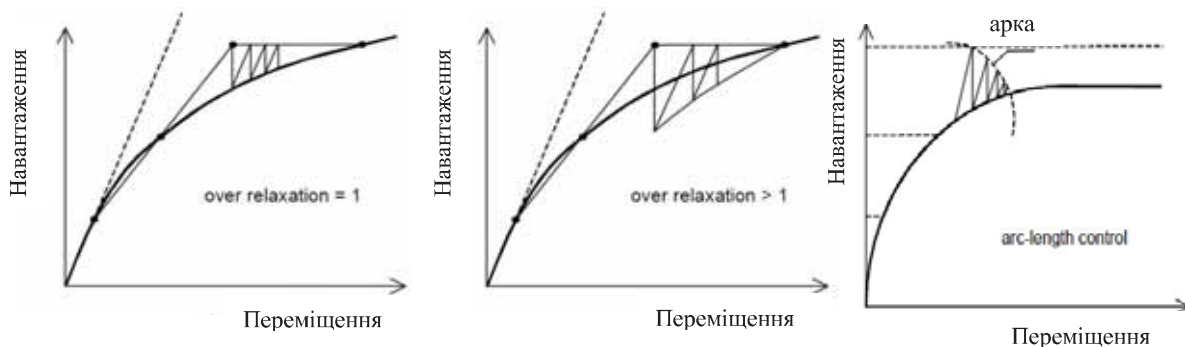


Рисунок 7 – Ітераційний процес з використанням процедури over-relaxation (а) і без неї (б); контроль навантаження у випадку контролю довжини дуги (в)

Для уникнення непотрібних затрат машинного часу, що можуть бути викликані помилкою при виборі методу розв’язання задачі, максимальна кількість ітерацій (Maximum iterations) – 50. Цей параметр задає максимально допустиму кількість ітерацій у межах будь-якого окремого кроку розрахунку.

Для отримання достовірних значень руйнівного навантаження використано метод контролю довжини дуги (Arc-length control), принцип якого зображено на рисунку 7, в.

Контроль загальної похибки (Global error) виконується за рахунок визначення суми величин незбалансованих вузлових сил за формулою (4). Тобто визначається різниця між зовнішніми навантаженнями і силами, що знаходяться у рівновазі з поточними напруженнями.

$$\text{Загальна похибка} = \frac{\sum \|\text{незбалансовані вузлові сили}\|}{\sum \|\text{активні сили}\| + \text{CSP} \|\text{неактивні сили}\|}, \quad (4)$$

де CSP – поточне значення параметра жорсткості, що визначають як

$$\text{CSP} = \int \frac{\Delta \varepsilon \cdot \Delta \sigma}{\Delta \varepsilon \cdot D^e \cdot \Delta \varepsilon}. \quad (5)$$

Локальна похибка (Local error) – похибка у кожній окремій точці напруження. Контроль локальної похибки проілюстровано на рисунку 8, де зображено зміну однієї із компонент напружень під час ітераційної процедури. У кінці кожної ітерації визначається два важливих значень напруження. «Напруження рівноваги» (equilibrium stress) – визначається безпосередньо із матриці жорсткості (точка А рис. 8). «Установлене напруження» (constitutive stress) – визначається за кривою залежності деформацій від напружень для тієї ж деформації, що і «напруження рівноваги» (точка В, рис. 8).

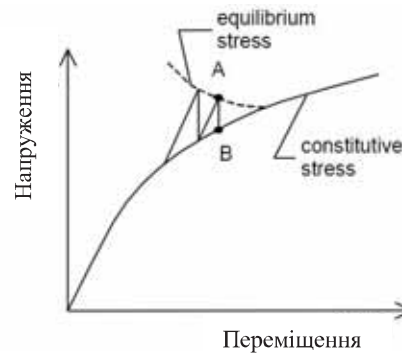


Рисунок 8 – Контроль локальної похибки рівноваги

Пунктирною лінією на рис. 8 зображена траєкторія рівноваги напружень. Локальна похибка (LE) визначається наступним виразом:

$$LE = \frac{\|\sigma^e - \sigma^c\|}{T_{\max}}, \quad (6)$$

де  $\sigma^e$  – тензор напружень рівноваги;  $\sigma^c$  – тензор установлених напружень; вираз  $\|\sigma^e - \sigma^c\|$  визначають за формулою (7);  $T_{\max}$  – максимальне значення напружень здвигу, що визначають за критерієм руйнування Кулона (8).

$$\|\sigma^e - \sigma^c\| = \sqrt{(\sigma_{xx}^e - \sigma_{xx}^c)^2 + (\sigma_{yy}^e - \sigma_{yy}^c)^2 + (\sigma_{zz}^e - \sigma_{zz}^c)^2 + (\sigma_{xy}^e - \sigma_{xy}^c)^2 + (\sigma_{yz}^e - \sigma_{yz}^c)^2 + (\sigma_{zx}^e - \sigma_{zx}^c)^2} \quad (7)$$

$$T_{\max} = \max(\frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1), c \cos \varphi) \quad (8)$$

Для того щоб було завершено виконання ітерації на поточному кроці розрахунку, повинні бути виконані наступні умови контролю помилок (9):

$$\begin{cases} \text{Загальна похибка} \leq \text{Допустима похибка} \\ \text{Кількість неточних точок ґрунту} \leq 3 + (\text{кількість пластичних точок ґрунту}) / 10 \\ \text{Кількість неточних інтерфейсних точок} \leq 3 + (\text{кількість пластичних} \\ \text{інтерфейсних точок}) / 10. \end{cases} \quad (9)$$

7. *Результати першого етапу (Phase 1 – Gravity Loading)*. Вертикальні  $\sigma_{v,0}$  і горизонтальні  $\sigma_{h,0}$  початкові ефективні напруження в ґрунті моделюються згідно з формулами

$$\sigma'_{v,0} = \sum_i^n \gamma_i \cdot h_i - p_w \quad ; \quad (10)$$

$$\sigma'_{h,0} = K_0 \cdot \sigma'_{v,0} \quad , \quad (11)$$

де  $\gamma_i$  – питома вага  $i$ -го шару;  $h_i$  – товщина  $i$ -го шару;  $p_w$  – початковий поровий тиск (гідростатичний тиск ґрунтових вод);  $K_0$  – боковий тиск у масиві, для нормально ущільнених ґрунтів визначається як  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ .

На рисунку 9 наведені ізополі розподілу напружень і деформацій у SE моделі для першого етапу розрахунку.

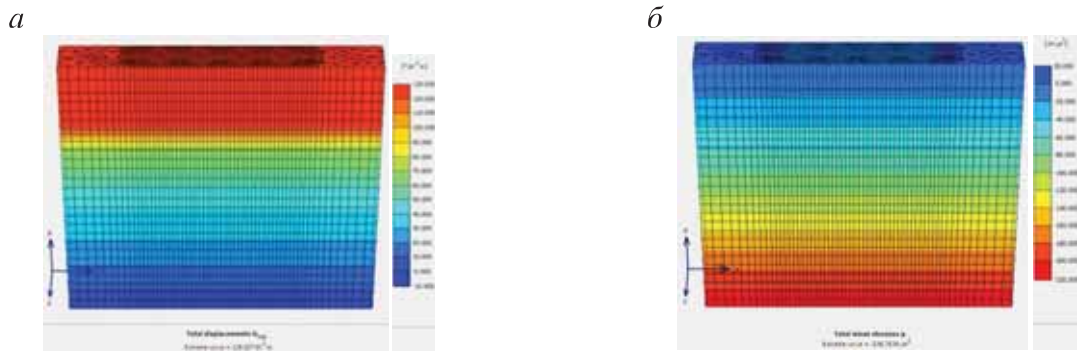


Рисунок 9 – Ізополя розподілу загальних деформацій  $U_{Tot}$  (а) і напружень *Total mean stresses p* (б) у СЕ моделі для першого етапу розрахунку

При аналізі результатів наступних етапів розрахунку деформації попереднього етапу обнулялися (Reset displacements to zero).

8. *Результати другого етапу (Phase 2 – Pit excavation)*. Деформована СЕ сітка й ізополя розподілу загальних напружень для цієї стадії розрахунку наведені на рисунку 10.

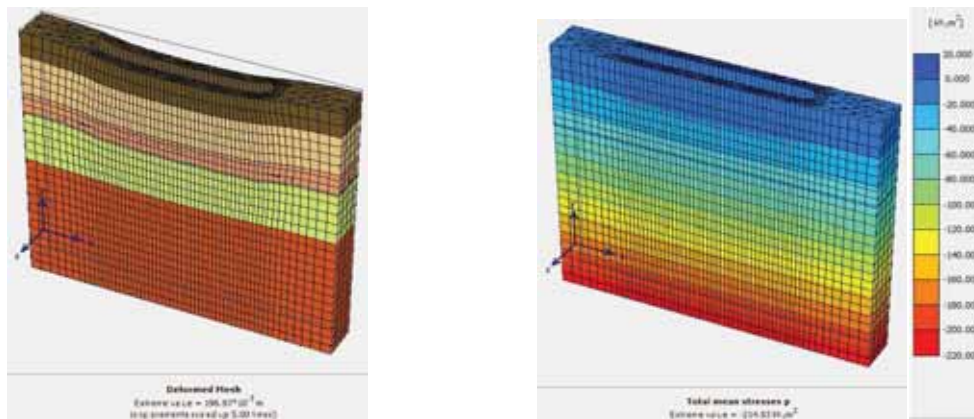
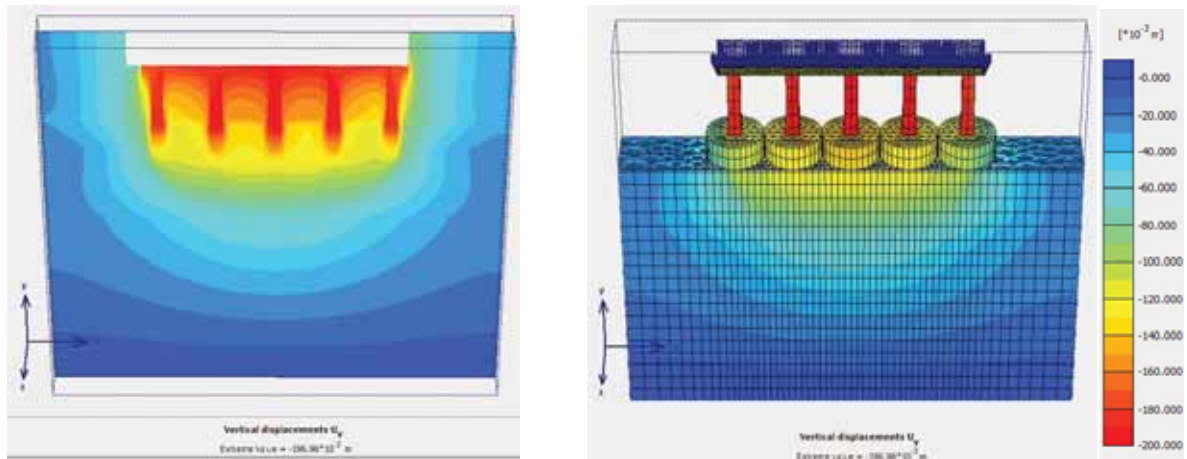


Рисунок 10 – Графічна інтерпретація результатів другого етапу розрахунку: а – деформована СЕ сітка (*Deformed Mesh*), що умовно збільшена в 5 раз; б – ізополя розподілу загальних напружень *Total mean stresses p* у СЕ моделі

У цьому випадку є неточність, що пов'язана з некоректним моделюванням виїмки ґрунту. Справа в тому, що застосована модель ґрунту використовує однаковий модуль деформації при завантаженні та розвантаженні розрахункової області. Насправді для правильного визначення величини підйому дна котлована доцільно замість модуля деформації за гілкою первинного завантаження використовувати значення за гілкою вторинного завантаження, тобто модуль пружності ґрунту. У цій задачі величина підйому дна котлована склала 15 мм (реальні значення не більше 3 мм), що буде враховано на наступних етапах розрахунку.

9. *Результати третього етапу (Phase 3 – FPS installation and Loading)*. Розраховані переміщення (осідання) основи системи «СР – НППС – О» і деформована СЕ сітка на цьому етапі моделювання наведено на рисунку 11. При цьому максимальне осідання склало 19,7 см.

а б



6

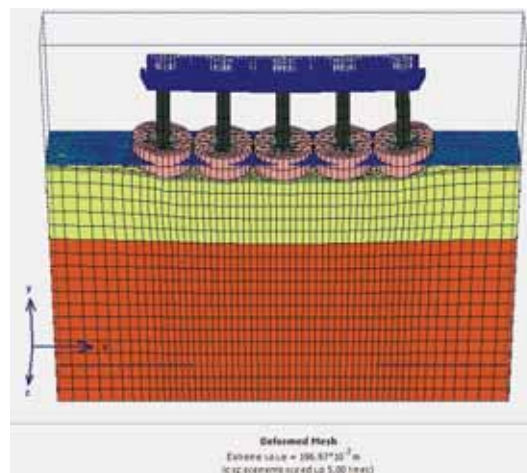


Рисунок 11 – Ізополя розподілу вертикальних деформацій  $U_y$  (а – у поперечному перерізі) і 3D CE сітці (б); деформована сітка (Deformed Mesh), що умовно збільшена в 5 раз, на третьому етапі розрахунку

На рисунку 12 порівнюються графіки залежності «навантаження  $F$  – осідання  $S$ » за результатами 2D [3] і 3D чисельного моделювання та за підсумками тривалих геодезичних спостережень [2] за будинками на НППС у складі стрічкових фундаментів за умов водонасичених лесоподібних ґрунтів. У 3D-моделюванні аналізу піддавалися лише середні НППС, які працюють у складі стрічкового ростверку. При цьому апроксимація змодельованих точок виконана сплайн-функцією.

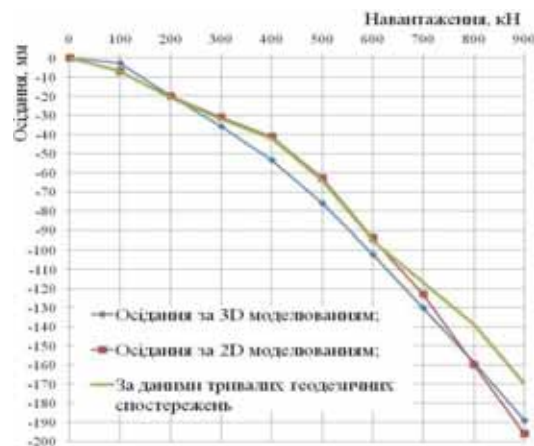


Рисунок 12 – Порівняння графіків «навантаження  $F$  – осідання  $S$ » за результатами 2D- і 3D-модельовання та тривалих геодезичних спостережень за будинками на набивних пальях у пробитих свердловинах у складі стрічкових фундаментів

За цими графіками встановлена достатньо задовільна як якісна, так і кількісна (відносна похибка не перевищує 11 – 15 %) збіжність результатів 2D і 3D чисельного модельовання роботи та натурних спостережень. При цьому всі графіки мають чітко виражений криволінійний характер, тобто ґрунт навколо паль, їх розширень і ростверків вже працює у пластичній стадії.

Змодельовані величини осідань при однаковому вертикальному навантаженні на стрічковий ростверк звичайно дещо перевищують значення деформацій, що встановлені тривалими спостереженнями.

Ізополя розподілу повних напружень (Total stresses) на третьому етапі розрахунку подано на рисунку 13, а і б. Повними напруженнями називається сума ефективних напружень і активного порового тиску (повний тиск ґрунтової води).

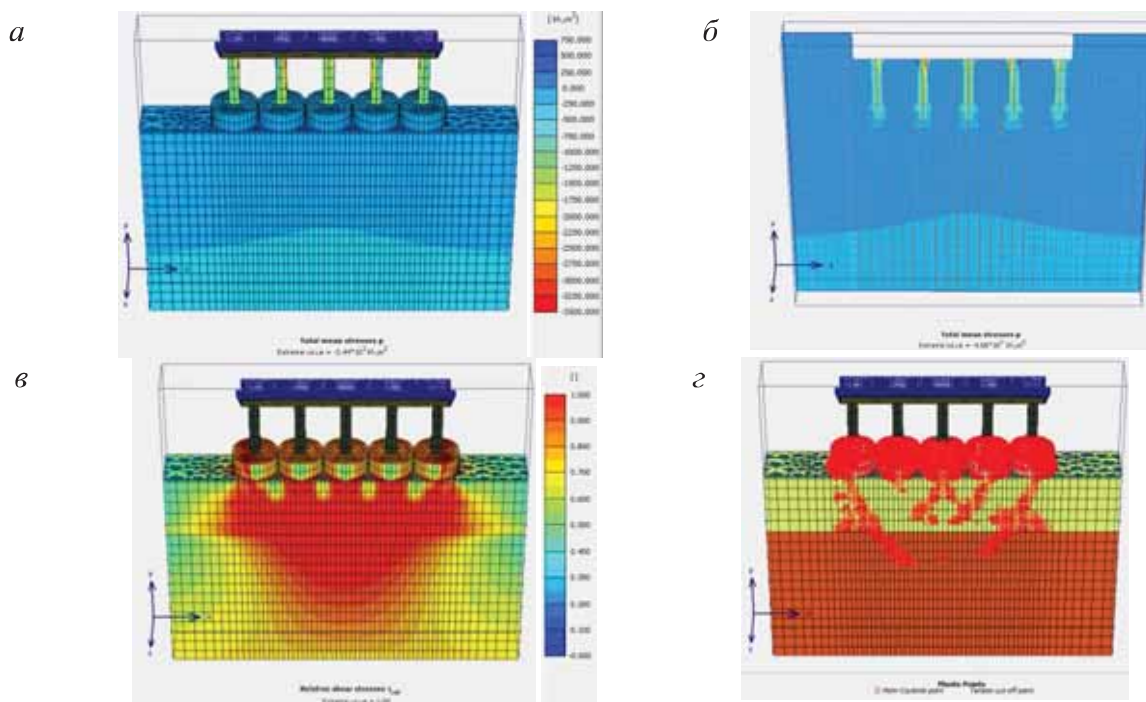


Рисунок 13 – Напруження в системі «СР – НППС – О»: а – ізополя повних середніх напружень у 3D СЕ сітці; б – ізополя повних середніх напружень у поперечному перерізі розрахункової моделі; в – відносні здвигові напруження; г – точки розвитку пластичних деформацій у ґрунтовому масиві навколо НППС

Зі збільшенням навантаження зростають й осідання. При цьому збільшуються напруження в нижній частині НППС, а напруження за бічною поверхнею майже не змінюються. Уже на перших ступенях вертикального навантаження виникають максимальні напруження в ґрунтовій основі під ущільненою зоною. При максимальному завантаженні максимальні напруження в ґрунті зафіксовані також під ущільненою зоною ( $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 370$  кПа). Максимальні напруження в тілі розширення  $\sigma_{zp} = 1000$  кПа; у тілі НППС максимальні напруження були в її верхній частині ( $\sigma = 3500$  кПа).

Відносні дотичні напруження (Relative shear stress) дають уявлення про ступінь близькості точки напруження до огинаючої руйнування (рис. 13, в). Відносні напруження зрушення  $\tau_{rel} = \tau / \tau_{max}$ , де  $\tau$  – максимальне значення напруження зрушення (радіус круга напруження Мора),  $\tau_{max}$  – максимальне значення напруження зрушення у

випадку, коли круг Мора доторкається до огинаючої руйнування Кулона за умови постійного проміжного головного напруження.

Пластичні точки – точки напруження в пластичному стані, зображені на рисунку 13, в. З аналізу графічного зображення пластичних точок можна зробити узагальнення, що в першу чергу в пластичну стадію переходить ґрунт в ущільненій зоні біля розширення, потім в області бічних поверхонь НППС, а після цього виникають в основі під ущільненою зоною.

В основі ущільненої зони середньої НППС була зафіксована точка напруження, для якої побудовано графіки «вертикальні напруження  $\sigma_{yy}$  – відносні вертикальні переміщення  $\varepsilon_{yy}$ » й «ефективні вертикальні напруження  $p$  – відносні вертикальні переміщення  $\varepsilon_{yy}$ » на всіх етапах розрахунку цієї задачі (рис. 14).

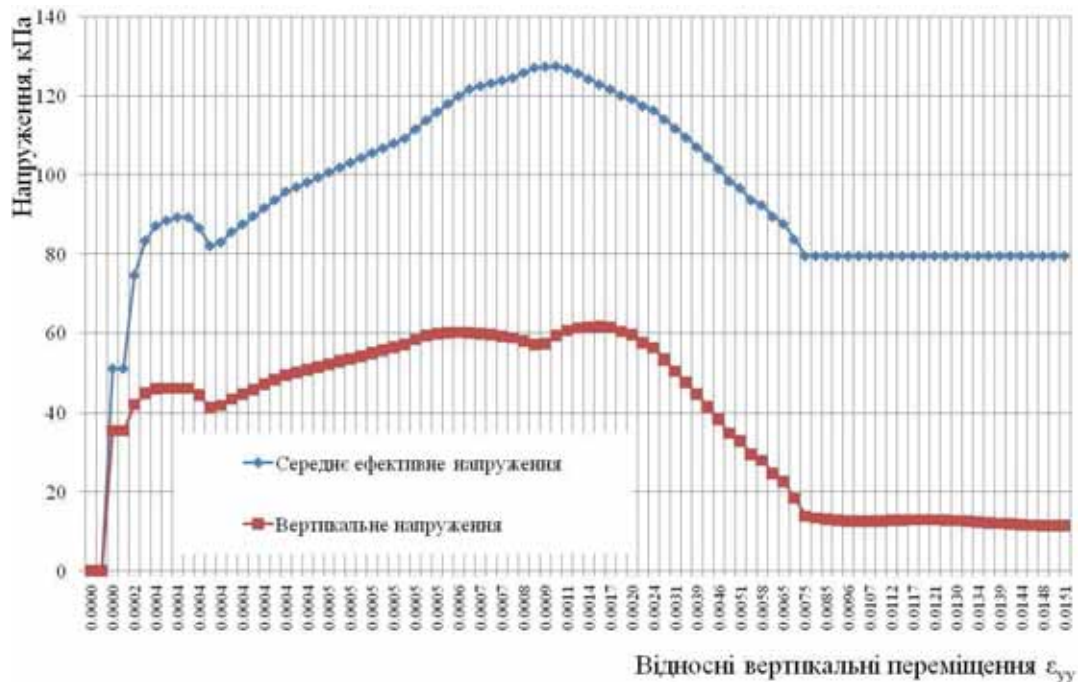


Рисунок 14 – Графіки «вертикальні напруження  $\sigma_{yy}$  – відносні вертикальні переміщення  $\varepsilon_{yy}$ » й «ефективні вертикальні напруження  $p$  – відносні вертикальні переміщення  $\varepsilon_{yy}$ »

На рисунку 15 наведено ізополі загальних переміщень ( $U_{Tot}$ ) і внутрішніх зусиль (згинальних моментів  $M_{11}$ ) у конструкції ростверку, що об'єднує НППС. Значення згинальних моментів дещо завищені, що зумовлено неточністю прикладання зовнішнього навантаження на ростверк. У реальних умовах навантаження на ростверк передається за принципом «склепіння». Тому для конструювання цієї конструкції доцільно провести додатковий аналіз.

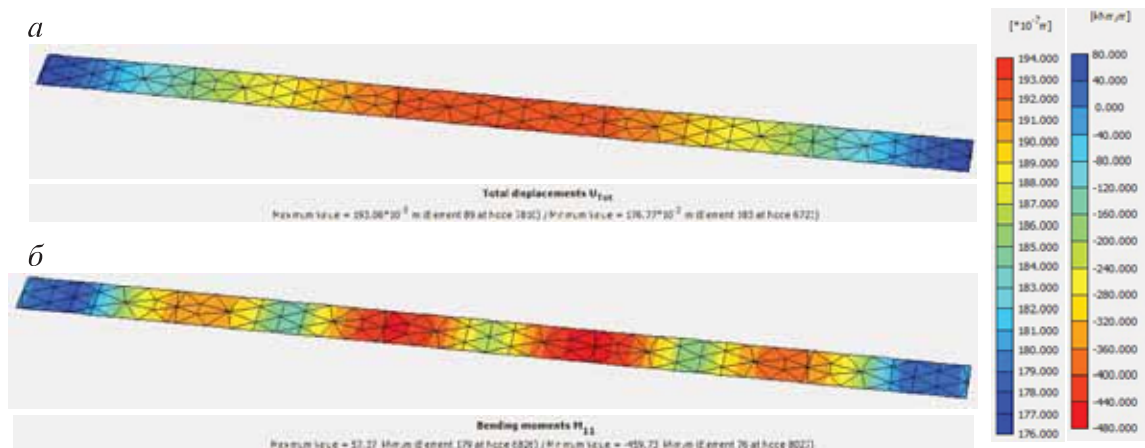


Рисунок 15 – Ізополя загальних переміщень (а) й згинальних моментів (б) у конструкції ростверку

**Висновки.** Отже, чисельні дослідження взаємодії системи «СР – НППС – О» раціонально виконувати з використанням програмного комплексу PLAXIS при застосуванні до ґрунту пружно-пластичної моделі з критерієм міцності Мора – Кулона, що дає можливість урахувати неоднорідність ущільнення середовища в зоні впливу паль.

Оцінюванням взаємодії спільної роботи системи «СР – НППС – О» шляхом моделювання МСЕ з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту та кроково-ітераційних процедур отримано високу збіжність (відносна похибка не перевищує 11 – 15 %) її результатів з підсумками геодезичних спостережень за будинками на таких фундаментах і за цих ґрунтових умов.

Як змодельований, так і експериментальний графіки «навантаження – осідання НППС» мають чітко виражений криволінійний характер, тобто ґрунт навколо паль, їх розширень і ростверків працює у пластичній стадії. Це також підтверджується розподілом напружень в основі, точок розвитку пластичних деформацій та відносних дотичних напружень.

#### Література

1. Зоценко, М.Л. Посібник з проектування та зведення фундаментів у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – К.: Держбуд України, 1997. – 72 с.
2. Винников, Ю.Л. Результати тривалих геодезичних спостережень за осіданнями будівель на набивних палях у пробитих свердловинах / Ю.Л. Винников, І.В. Мірошніченко // *Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов.* Вып. 61. – Д.: ПГАСА, 2011. – С. 88 – 93.
3. Мірошніченко, І.В. Моделювання взаємодії набивних паль у пробитих свердловинах у складі стрічкових фундаментів із водонасиченими лесоподібними ґрунтами / І.В. Мірошніченко, Ю.Л. Винников, М.І. Лапін // *Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов.* Вып. 56. – Д.: ПГАСА, 2010. – С. 291 – 298.
4. Katzenbach, R. Soil-structure interaction of deep foundations and the ULS design philosophy / R. Katzenbach, G. Bachmann, C. Gutberlet // *Geotechnical Engineering in Urban Environments: proc of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Madrid, 2007).* – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2007. – P. 55 – 60.
5. Pile spacing effects on lateral pile group behaviour: Analysis / K.M. Rollins, K.G. Olsen, D.H. Jensen, B.H. Garrett, R.J. Olsen and J.J. Egbert // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* – 2006. – 132(10). – P. 1272 – 1283.
6. Study of Lateral Resistance of Pile Cap / U.K. Nath, P.J. Hazarika, V. Giri, A.M. Tesfaye // *Intern. Journal of emerging trends in engineering and development.* – 2011. – P. 15 – 31.

7. Зоценко, М.Л. *Напружено-деформований стан основ фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту: автореф. дис. на здобуття ступеня д-ра тех. наук: 05.23.02 / М.Л. Зоценко.* – К.: НДІБК, 1994. – 44 с.

8. *Рекомендації з визначення несучої здатності призматичних висячих залізобетонних паль за показниками міцності піщаних і глинистих ґрунтів / Ю.Л. Винников, В.С. Яковлев.* – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 12 с.

9. *Brinkgreve, R. Plaxis 3D Foundation. Reference Manual. Version 1.5 / R.B.J. Brinkgreve, W. Broere etc.* – Delft: Delft University of Technology, 2006. – 152 p.

10. *Brinkgreve, R. Plaxis 3D Foundation. Material Models Manual. Version 1.5 / R.B.J. Brinkgreve, W. Broere etc.* – Delft: Delft University of Technology, 2006. – 65 p.

*Надійшла до редакції 24.09.2012*

*© М.О. Харченко, Ю.Л. Винников, І.В. Мірошніченко*