

УДК 624.154

Скочко Л.О., д.т.н., професор Бойко І.П.,  
Київський національний університет будівництва і архітектури

## МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ КОМПЛЕКСНИХ ПІДПІРНИХ СТІН З ГРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ

*В роботі розглядається чисельне моделювання комплексної підпірної стінки за допомогою сучасних програмних комплексів та контроль результатів на основі проведення та моделювання випробувань робочої палі на горизонтальне навантаження.*

**Постановка проблеми.** Враховуючи темпи та масштаби сучасного будівництва, усе частіше інженерам доводиться вирішувати складні нестандартні задачі, пов'язані із стисливістю умов будівництва. У зв'язку з обмеженістю території мають максимально раціонально використовуватись усі можливі ділянки. Таким чином, у великих містах освоюються території, що раніше вважалися непридатними для будівництва, серед подібних площ багато територій зі складним рельєфом місцевості. На таких будівельних майданчиках виконується підрізка схилу з метою збільшення горизонтальної площі для подальших висотних, або промислових споруд. В умовах сучасного великого міста виникає необхідність утримувати досить великі ґрунтові масиви. Саме тому великого поширення набули пальові підпірні стіни. Зокрема для економії матеріалів при умові достатньої території майданчика доцільне проектування та розробка комплексних підпірних стін. Це призводить до потреби у дослідженнях взаємодії компонентів комплексних багаторушних підпірних стін, що можливо лише при коректному введенні даних при їх чисельному моделюванні. Для контролю результатів розрахунку за допомогою МСЕ необхідно проводити натурні випробування паль та подальше моделювання проведеного експерименту з метою порівняння отриманих результатів. Аналіз отриманих результатів дозволяє уточнити вхідну інформацію що використовується при моделюванні з метою отримання результатів максимально наближених до натурних.

**Аналіз основних досліджень та публікацій.** Розрахунок переміщень утримуючих конструкцій, які й представлятимуть параметри оцінки впливу компонентів підпірних стін одне на одного, можна здійснювати на основі аналітичних та чисельних методів моделювання. Серед аналітичних необхідно відзначити метод визначення НДС паль у складі підпірних стін на основі уявлення про роботу пружної основи [1]. До найбільш уживаних методів чисельного моделювання слід віднести метод скінченних різниць (МСП) [2], а

також методи граничних (МГЕ) [3] та скінченних (МСЕ) [4,5] елементів. На сучасному етапі розвитку комп'ютерних технологій найбільшого поширення набув саме МСЕ у зв'язку із його гнучкістю відносно геометричних та фізичних параметрів конструкцій, НДС яких визначається. Окрім того, це єдиний метод, що дозволяє відтворити повний спектр усіх внутрішніх зусиль та переміщень моделі як у її вузлах, так і в межах окремих елементів завдяки потужному математичному апарату локальних інтерполяційних функцій [6,7]. Саме цим і пояснюється обрання МСЕ головним інструментом дослідження поставленої проблеми.

**Основна частина.** Враховуючи темпи та масштаби сучасного будівництва, усе частіше інженерам доводиться вирішувати складні нестандартні задачі, пов'язані із стисливістю умов будівництва. Таким чином, у великих містах освоюються території, що раніше вважалися непридатними для будівництва, серед подібних площ багато територій з складним рельєфом місцевості. На таких будівельних майданчиках виконується підрізка схилу з метою збільшення горизонтальної площі для подальших висотних, або промислових споруд. Саме тому великого поширення набули пальові підпірні стіни. Зокрема для економії матеріалів при умові достатньої території майданчика доцільне проектування та розробка комплексних підпірних стін.

Для вирішення даної задачі був використаний програмний комплекс «Lira». В основу даного програмного комплексу покладений метод скінченних елементів. Усі розрахунки були виконані в плоскій постановці. Об'єкт будівництва знаходиться в м. Київ. Ділянка являє собою майданчик у підніжжя схилу із абсолютними відмітки поверхні землі, що коливаються від 102,00 до 132,20 м. Проектом передбачено спорудження на даній ділянці торгівельного центру. З метою збільшення торгівельної площі для нового будівництва необхідно виконати підрізку схилу та забезпечити його стійкість. Для виконання цієї задачі було запропоноване проектне рішення двохярусної, а місцями і трьохярусної підпірної стінки. Двохярусна підпірна стінка складається з верхньої та нижньої підпірних стін. Нижня підпірна стіна

ПС2 виконана з буронабивних паль діаметром 620 мм, що розташовані в 2 ряди в шаховому порядку та жорстко з'єднані між собою залізобетонним ростверком, таким чином на розрахунковій схемі отримуємо рамну конструкцію. Крок паль в ряді – 1,5 м, крок між рядами паль – 1,0 м, довжина паль складає 16 м відповідно до рисунку 7. Палі з'єднані між собою залізобетонним ростверком висотою 700 мм. Позначка верху паль 109,75, позначка низу – 93,75. Розробка котловану на 5,5 м до позначки 104,25.

Верхня підпірна стінка ПС1також виконана з буронабивних паль діаметром 620 мм, що також розташовані в 2 ряди в шаховому порядку та

жорстко з'єднані між собою залізобетонним ростверком. Крок паль в ряді – 1 м, крок між рядами паль – 1,0 м, довжина паль складає 20 м. Висота ростверку складає 800 мм. Розробка котловану на 7,0 м

Ґрунт вище підпірної стінки ПС1 планується під кутом природного відкосу, а саме – під кутом  $37^{\circ}$ -  $40^{\circ}$ . Таким чином габарити «насипу» складають  $19 \times 13.4$  м. Розрахункова схема наведена на рис. 1.

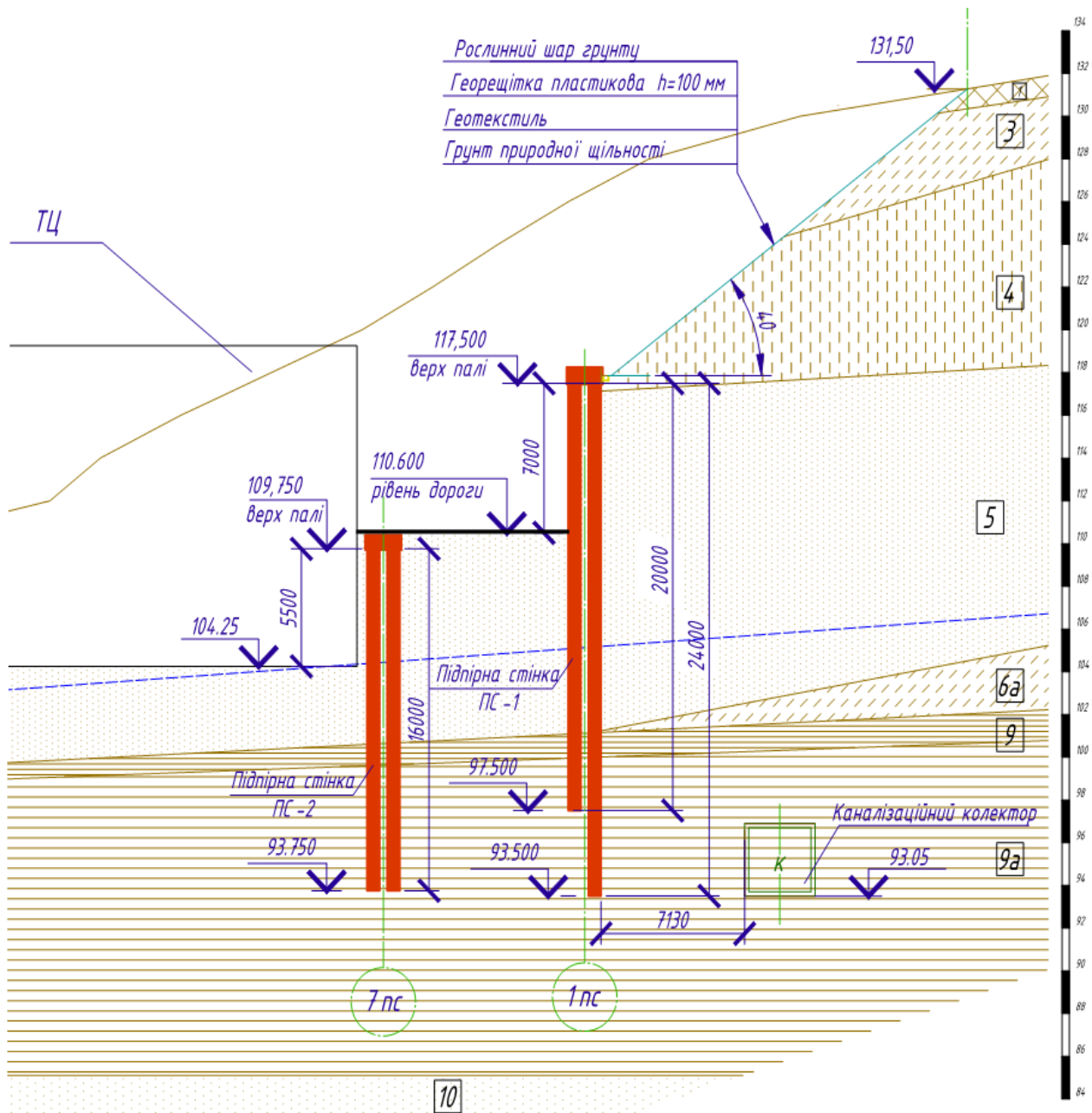


Рис. 1. Розрахункова схема

Жорсткість кожного ряду паль приведена до жорсткості суцільної залізобетонної конструкції прямокутного перерізу з постійною приведеною шириною  $b^*$ . Приведена на 1 п.м. підпірної стінки площа паль складає:

$$A^* = A/k,$$

де:  $A$  – площа однієї палі,  $k$  – крок палі в ряду.

Приведений модуль деформації ґрунто-бетонного масиву:

$$E^* = \frac{E \cdot \pi \cdot d}{\sqrt{12 \cdot k}} \quad (1)$$

Тут:  $E$  – модуль деформації бетону,  $d$  – діаметр палі.

Вираз для визначення приведенного модуля ґрунто-бетонного масиву визначений при умові, що модуль деформації ґрунту, в якому розташовані палі дорівнює 0. Тобто, у зв'язку з відносно незначним значенням модуля деформації ґрунту, у порівнянні з модулем бетону, його значення нехтується в запас міцності. З врахуванням значення приведенного модуля деформації та приведеної площі, після всіх математичних перетворень приведена ширина перерізу  $b^* = \sqrt[3]{3/4 \cdot d}$ .

Звідси приведена жорсткість на згин, що вводиться у програмний комплекс складає:

$$EI = \frac{E^* \cdot b^{*3}}{12} \quad (2)$$

Та приведена жорсткість на осьовий стиск:

$$EA = E^* \cdot b^* \cdot l \quad (3)$$

Значення отримані у виразах (2) та (3) використовуються в якості жорсткісних характеристик самої конструкції підпірних стін, і як наслідок, від них, значною мірою залежить величина переміщення голови палі.

Для отримання коректних результатів при розрахунку підпірних стін обов'язковим є врахування поетапності зведення споруди.

Для визначення максимального тиску на підпірну стінку

найчастіше використовують припущення про прямолінійну поверхню ковзання, запропоноване Ш.О. Кулоном, яке не дає значних похибок (2-3 %) при визначенні активного тиску. На сьогоднішній день для чисельного моделювання системи «основа – підпірна» стіна використовують модель Кулона-Мора.

Задача була поставлена в нелінійній постановці. Розрахунок проводився з врахуванням, як фізичної так і конструктивної не лінійності. Конструктивна нелінійність реалізована за рахунок моделювання поетапного зведення утримуючих конструкцій та поступової розробки та планування ґрунту. На першому етапі введення розрахункової схеми у програмний комплекс змодельовано ґрунтовий масив з врахуванням похилого нашарування ґрунтів. Ґрунтовий масив виконано за допомогою скінченого елемента, робота якого базується на методі Кулона-Мора. Модель Кулона-Мора реалізована в даному розрахунковому комплексі та покладена в основу розрахунку підпірних стін. Розрахунок проводився в 16 етапів. На першому етапі визначено напружений

стан ґрунтового масиву без врахування підрізки, будь-яких навантажень та зведення захисних конструкцій. З другого по восьмий етапи виконане поступове планування ґрунту, що розташований за підпірною стінкою ПС1, тобто за 1 етап знімається не більше 2 м ґрунту. Чим менший шар ґрунту знімається за оди етап, тим точнішим є результат, але і час на розрахунок збільшується. На дев'ятому етапі влаштовуються палі підпірної стінки ПС1 та виконується ростверк. З десятого по дванадцятий етап виконується розробка 7-ми метрів ґрунту, тринадцятим етапом влаштовується ПС2, та на протязі останніх трьох етапів розробляється ще 5,5 м схилу. Скінченно-елементна схема з усіма нашаруваннями ґрунтів та влаштованими підпірними стінками наведена на рис. 2.

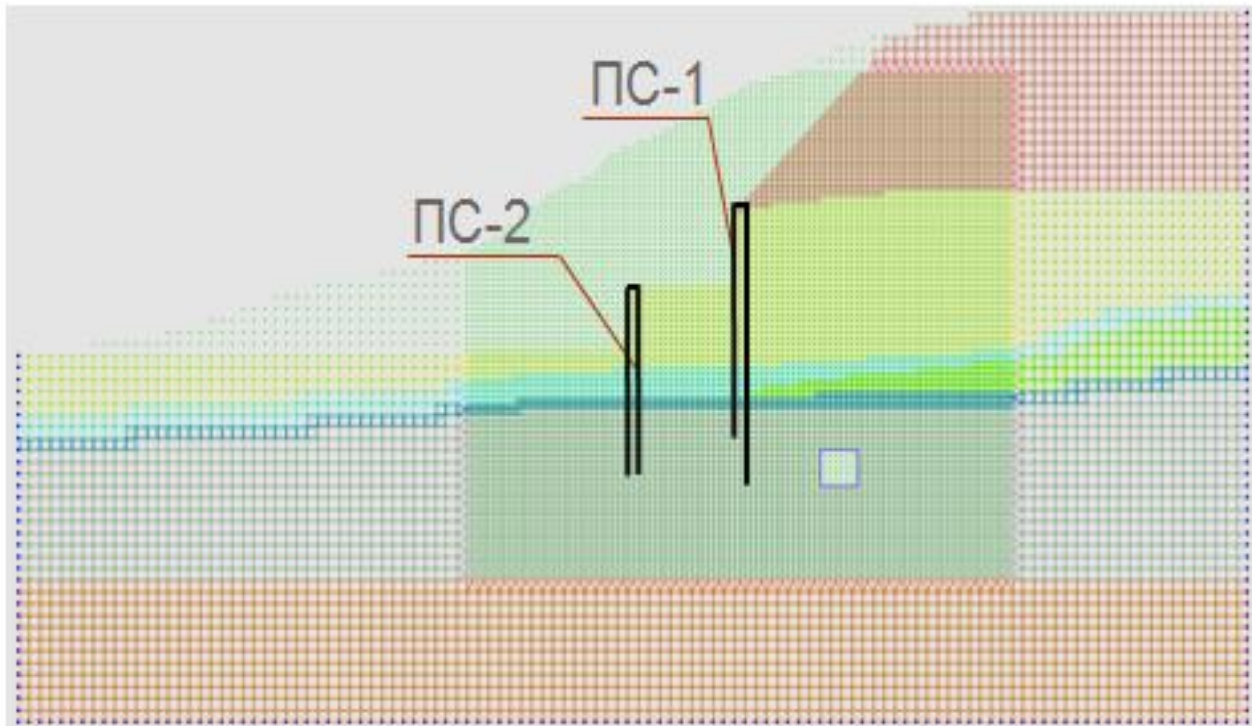


Рис. 2. Скінченно-елементна схема

Після проведення розрахунку отримані результати переміщень палей підпірних стін на кожному етапі зведення. Отримані результати наведені на графіку (див. рис. 3)

Максимальні переміщення голови палей на останньому етапі підпірної стінки ПС1 складають 42 мм, підпірної стінки ПС2 – 12,2 мм. З графіка (рис.3) видно, що характер зростання горизонтальних переміщень ПС1 змінюється при влаштуванні підпірної стінки нижнього ярусу. Та зі збільшенням розробки ґрунту біля ПС2 обидві підпірні стінки рухаються паралельно.

На останньому етапі розрахунку переміщення нижнього кінця палей ПС1

склали 6 мм, ПС2 – 3 мм.

переміщення, мм

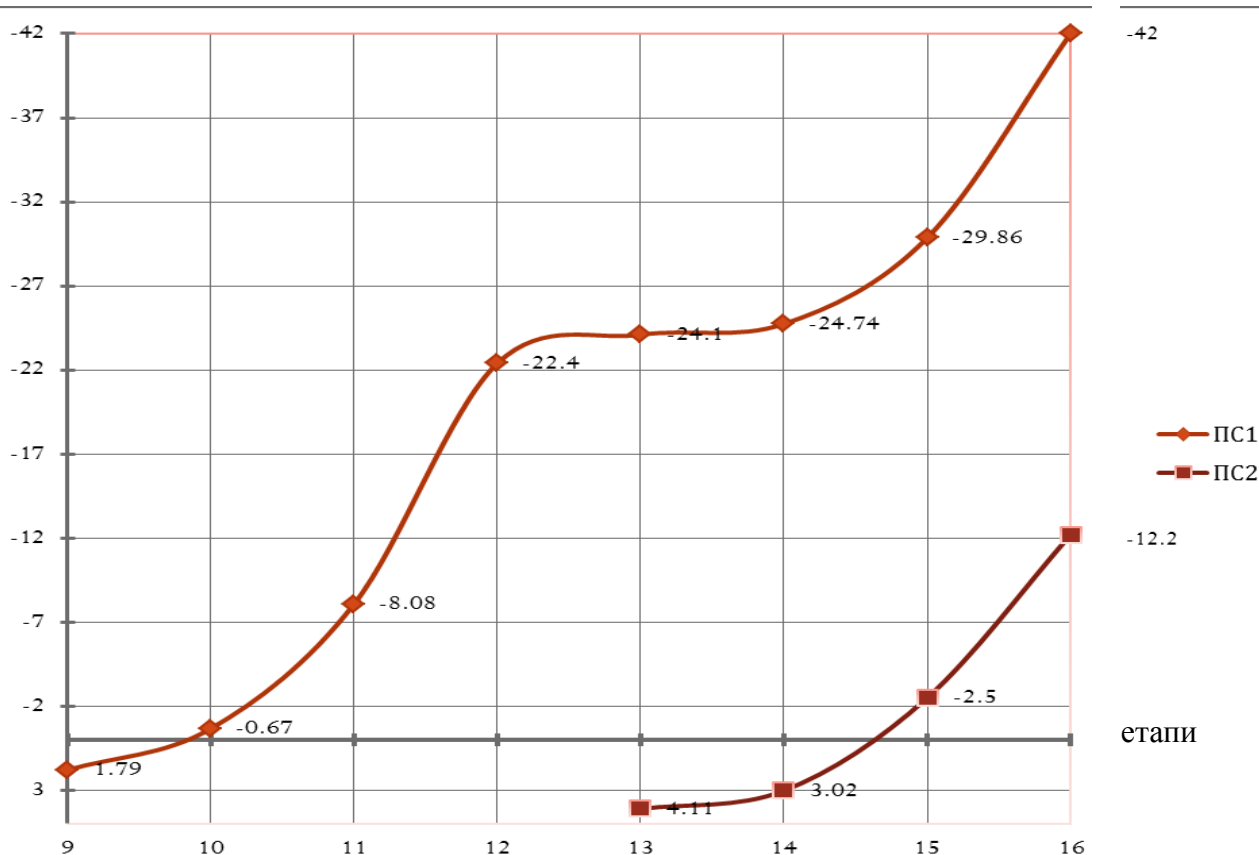


Рис. 3. Переміщення голів паль підпірних стін

Згинальні моменти, що виникають в палях підпірної стіни ПС1 сягають 15,4 т·м у палях з боку ґрунту, та 19,6 т·м у палях з боку розробки котловану. Та знаходяться нижче рівня розробки котловану в той час, як згинальні моменти паль підпірної стіни складають 3,8 т·м та виникають вище рівня розробки котловану. Це можна пояснити впливом роботи однієї підпірної стінки на характер роботи іншої (нижньої) підпірної стіни.

Для перевірки достовірності результатів, що були отримані в результаті чисельного моделювання та з метою ідентифікації фізико-механічних характеристик ґрунту, що отримані з геологічного звіту, на майданчику проводились випробування паль на горизонтальне навантаження. Для цього були виконані дві бурі набивні палі діаметром 620 мм. Відстань між осями паль – 1220 мм. Біля однієї (робочої) палі був вибурений ґрунт на глибину 5,5 м. Інша паля виконувала функцію упора. Між палями був встановлений домкрат, і за допомогою прогиномірів визначались переміщення обох паль на кожному етапі навантаження. Схема дослідної установки наведена на рис. 4.

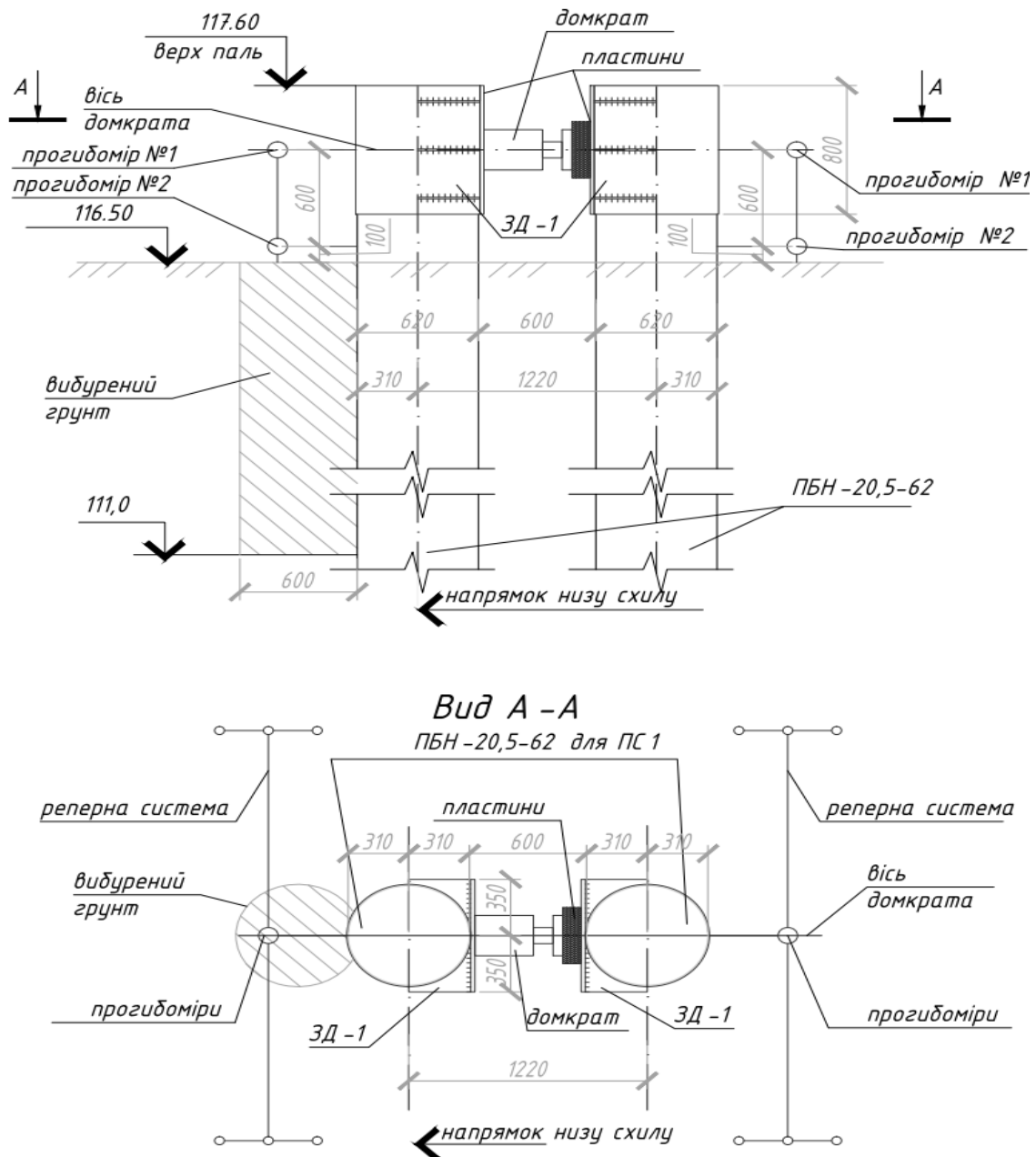


Рис. 4. Схема дослідної установки у випробувальному кущі

В ході випробування на палі передаються навантаження від 3-ох до 11-ти тон з кроком 2 т і на кожному етапі навантаження визначені переміщення.

Після натурних випробувань було виконане чисельне моделювання проведеного натурального дослідження за допомогою розрахункових комплексів «Lira» та «Plaxis». В обох програмах була задана однакова дискретизація сітки, що моделює ґрунтове середовище, однакові чисельні значення жорсткості палі та фізико-механічні характеристики ґрунтів. Отримані результати чисельного моделювання та натурального випробування були порівняні та побудовані графіки накладені один на одного (див рис. 5).

В результаті порівняння отриманих результатів значення переміщень на останньому етапі завантаження при розрахунку в ПК «Plaxis» значення



переміщень відрізняються на 5,5 %, в ПК «Lira» на 65 %. При порівнянні результатів переміщень для палі - упора отримані наступні відхилення: для ПК «Lira» - 20,7 %, для ПК «Plaxis» - 17,7 %. Після аналізу отриманих даних виконується ідентифікація параметрів ґрунту з метою отримання результатів чисельного моделювання максимально наближеними до фактичних.

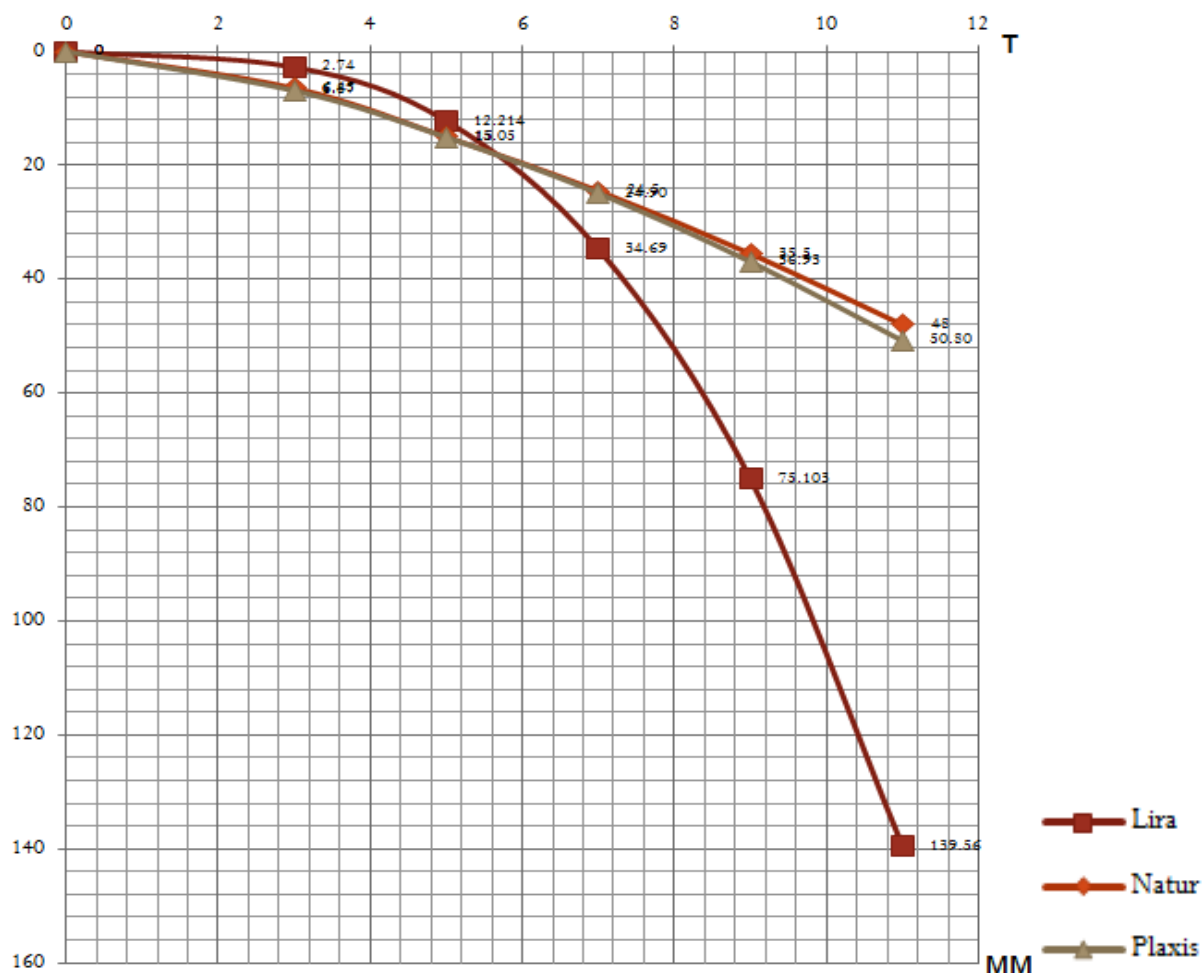


Рис. 5. Результати випробувань робочої палі

**Висновки.** В даному випадку при проектуванні двохрядних підпірних стін, в підпірній стінці нижнього ярусу максимальний згинальний момент виникає вище рівня розробки котловану. Жорстке з'єднання паль двохрядної підпірної стінки з ростверком дозволяє перерозподілити зусилля, тим самим зменшити згинальні моменти, що виникають в кожній палі.

При розрахунку підпірних стін необхідно враховувати фізичну та конструктивну нелінійність.

Проведення натурних випробувань необхідне не тільки для визначення несучої здатності палі, а й для подальшої ідентифікації розрахункової схеми при чисельному моделюванні. Проведене чисельне моделювання дало велику збіжність з натурними випробуваннями в даному діапазоні навантажень.



**Список використаних джерел:**

1. Бойко І.П., Скочко Л.О. Взаємодія палі у складі підпірної стіни з основою. / І. П. Бойко, Л. О. Скочко // Основи і фундаменти: Міжвідомчий н. т. збірник. – К.: КНУБА, 2011. – Вип. 32 – с. 27-35.
2. Скочко В. І. Застосування скінченно-різницевих співвідношень для нерівномірного розбиття в процесі моделювання роботи палі в ґрунті / В. І. Скочко, Л. О. Скочко // Містобудування та територіальне планування. – К.: КНУБА, 2011. – Вип. 42. – с. 316-322.
3. Brebbia C. A. Boundary Elements Techniques. Theory and Application in Engineering / C. A. Brebbia, J. C. Telles, L. C. Wrobel. – Berlin – New York – Heidelberg – Tokyo: Springer-Verlag, 1984. – 526 p.
4. Holand I. Finite Element Method in Stress Analysis / I. Holand, K. Bell. – Trondheim: Tapir-Verlag, 1969.
5. Fenner R. T. Finite Element Method for Engineers / R. T. Fenner. – London: The Macmillan Press Ltd, 1975.
6. Ciarlet P. G. General Lagrange and Hermite Interpolation in R With Application to Finite Element Method / P. G. Ciarlet, P. A. Raviart // Arch. Ration Mech. Anal., 1972. – Vol. 46.
7. Ciarlet P. G. Interpolation Theory over Curved Elements / P. G. Ciarlet, P. A. Raviart // Comp. Mech. Appl. Mech. Eng. 1972. – Vol. 1.
8. Бойко І.П., Ключка В.М. Вплив розташування палі на напружено-деформований стан захисних підпірних стін. //Тезиси доповідей 61 Міжнародної науково-технічної конференції. - Київ. НДІБК. 2004. - С. 283-286
9. Далматов Б.И. Механика грунтов. Основания и фундаменты. – Ленинград: Стройиздат, 1988. – 415 с.
10. ДБН В.І.І-3-97 Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення / Держбуд України – К., 1998. – 40 с.

**Аннотация**

В работе рассматривается численное моделирование комплексной подпорной стенки с помощью современных программных комплексов и контроль результатов на основании проведения и моделирования испытаний рабочей сваи на горизонтальную нагрузку.

**The summary**

This article describes computational modeling of the combined retaining wall using up-to-date program complexes. The results control is based on real environmental piles testing at horizontal loading and computational modeling of this process.