

Особливості роботи підпірних стін з буронабивних паль у текучих супісках

Ігор Бойко¹, Людмила Скочко², Володимир Скочко³

^{1,2,3} Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹boyko40@ukr.net, orcid.org/ 0000-0002-6841-0271

²skochko.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X

³vladimir.and.friends@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-1709-2621

DOI: 10.32347/0475-1132.39.2019.9-18

Анотація. Замовник зазвичай намагається уникати територій з високим рівнем підземних вод під час вибору ділянки для будівництва. Наявність ґрунтових вод значно збільшує витрати на будівництво при необхідності зведення підземних поверхів. Але будівництво в умовах сучасного мегаполісу все частіше кидає виклики проектувальникам-геотехнікам, через те, що необхідно забудовувати ділянки зі складними інженерно-геологічними умовами і не просто розробляти надійні фундаменти, а й освоювати підземний простір з подальшою його експлуатацією в якості підземних приміщень різного призначення.

Процес пониження рівня води не тільки технологічно складний, він також призводить до зміни фізичних та механічних характеристик ґрунтів, які важко передбачити.

У роботі показані особливості числового моделювання підпірних стін у насичених водою ґрунтах.

Продемонстровано вплив здатності фільтрувати воду через підпірні стінки на напружено-деформований стан системи "утримуючі конструкції – ґрунтовий масив".

Розрахунки виконано за допомогою числового моделювання, так як такий підхід дозволяє передбачати (прогнозувати) формування небезпечних процесів. Також, числове моделювання дозволяє врахувати зміну фізико-механічних характеристик ґрунту під час осушення котловану й врахувати процес водозниження та вплив водозниження на формування напружено-деформованого стану системи "утримуючі конструкції – ґрунтовий масив".

При проектуванні завжди є можливість розглянути різні варіанти конструкцій підпірних



Ігор Бойко
завідувач кафедри
геотехніки
д.т.н., проф.



Людмила Скочко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Володимир Скочко
доцент кафедри
архітектурних конструкцій
к.т.н., доц.

стін і обрати найбільш ефективний серед розглянутих.

В роботі розглянуто зведення підпірних стін з можливим використанням ґрунтових берм для тимчасового зменшення вільної висоти підпірних стін. Показана робота анкерних кріплень у слабких ґрунтах. Також використані елементи каркасу будинку для зменшення горизонтальних переміщень.

Важливо розуміти, що не всі засоби влаштування можливі в певних умовах, особливо, коли це стиснені умови у щільній міській забудові.

Ключові слова. Підпірна стіна, буросічні палі, слабкі шари ґрунту, ґрунтові анкери, ґрунтова берма, числове моделювання, водозниження, модель ґрунту, металеві розпірки.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасна щільна забудова мегаполісів зумовлює збільшення трафіку у середмісті. Для зменшення кількості машин на дорогах усі будинки, що зводяться передбачають паркінги. Інколи виникає потреба влаштувати котловани під майбутні паркінги висотою більше 10-ти метрів. Зведення утримуючих конструкцій для захисту таких котлованів є типовою задачею для геотехніків. Але, зменшення вільних територій призводить до забудови ділянок з дуже складними інженерно-геологічними умовами, такими як високий рівень ґрунтових вод та наявність значних потужностей слабких шарів ґрунту. Розробка конструктивних рішень і якісний розрахунок таких захисних конструкцій – це складна і актуальна задача, яка розглядається у цій статті.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Числове моделювання взаємодії підпірних стін розглянуто у роботах багатьох науковців [1,5,6], особливості числового моделювання розробки котлованів, а саме помилки при розрахунках розглянуто у роботі [4], в якій висвітлюється проблема врахування протифільтраційного екрану при розрахунках при використанні ПК Plaxis.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити процес формування напружено-деформованого стану системи «утримуючі конструкції – ґрунтовий масив», при моделюванні водозниження. Виявити особливості роботи підпірних стін з використанням ґрунтових анкерів у слабких ґрунтах. Виявити найбільш ефективні методи закріплення схилу при високому рівні ґрунтових вод.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Будівельний майданчик розташований у Печерському районі Києва. Об'єкт майбутнього будівництва – це житлово-

адміністративний комплекс із підземним паркінгом. Площа забудови – 3032,52 кв.м.

Проектом передбачено влаштування підпірних стін з буронабивних паль, глибина котловану складає 12.5 м. За даними інженерно-геологічних умов глибина ґрунтових вод складає 7.5 м, тобто необхідно понизити рівень ґрунтових вод ще на 5 м для можливості зведення конструкцій майбутнього будинку. Окрім того, інженерно геологічні умови представлені дрібними пісками і пісками середньої крупності, які залягають під насипним шаром ґрунту. Потужність насипного шару близько 4 м. Рівень ґрунтових вод проходить у пісках. Нижче пісків знаходиться супісок у текучому стані, потужність текучого супіску від 7 до 14 м. (див. рис. 1). Нижче супіску залягають суглинки і глини від текучо-пластичних до твердих, які є водоупором.

В якості конструкцій підпірних стін обрані буронабивні палі. Так як геологія складена з ґрунтів з дуже низькими значеннями модуля деформації $E = 7$ МПа, то для підвищення жорсткості конструкції розташовані в 2 ряди і жорстко з'єднані ростверком. Такий підхід дозволяє зменшити переміщення і розподілити зусилля у палях за рахунок рамного ефекту.

Окрім того, для зведення конструкцій будинку необхідно понизити рівень ґрунтових вод, і влаштувати захисні конструкції так, щоб вони створили суцільний протифільтраційний екран. В протилежному випадку, при відкачуванні води з котловану вода буде постійно прибувати через відстані між палями, такий процес, окрім ускладнення водозниження і збільшення потужностей насосів може спричинити суфозійний винос частинок ґрунту. Для створення суцільної протифільтраційної завіси обрана технологія влаштування бурсічних паль (рис.2), що передбачає влаштування бетонних паль, які нижнім кінцем занурені у водотривкий шар ґрунту (згідно геології це – тверда глина). Потім бурять робочі палі з кроком $0,8 \times D$, де D – діаметр палі. Довжина робочих паль приймається згідно розрахунку і вони армуються у відповідності до

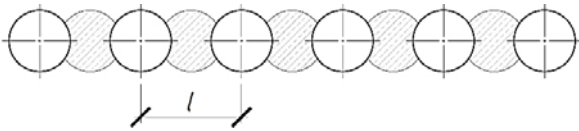


Рис.2. Схема розташування буросічних паль.
Fig.2. The scheme of arrangement for piles with overlapping cross section.

Розрахунки виконані за допомогою числового моделювання з використанням моделі ґрунтового середовища Hardening-Soil Model (HSM). Поверхня текучості для Hardening-Soil Model, не зафіксована в просторі, і може розширюватись за рахунок пластичних деформацій. Можливість розширення реалізована за рахунок відмінності між двома головними типами ущільнення, а саме: між зсувним та компресійним. Зсувне ущільнення (зміцнення) незворотних деформацій визначається за девіаторним навантаженням. Компресійне ущільнення використовується для моделювання незворотних пластичних деформацій від первинного одометричного навантаження та від ізотропного навантаження. Обидва

типи ущільнення включені в дану модель [2].

Числове моделювання роботи підірних стін обов'язково включає в себе поетапний розрахунок. Такий підхід дозволяє врахувати нелінійну роботу підірних стін та прослідкувати еволюцію формування напружень у ґрунті та палях, а також виявити характер накопичення деформацій. У табл. 2 наведені етапи розрахунку для першого варіанту підірних стін.

Перший варіант розглянутий для підірних стін на даному майданчику передбачав використання ґрунтових берм в якості елементів для тимчасового зменшення горизонтальних переміщень. Це конструктивне рішення добре відображає особливості роботи підірних стін у слабких водонасичених ґрунтах, а також вплив водопониження на накопичення деформацій.

Через значні горизонтальні переміщення, отримані за результатами розрахунку, такий підхід (рис. 3) не було використано в якості остаточного проектного рішення.

Табл. 2. Етапи розрахунку
Table 2. Steps for calculation

Номер етапу	Стадії розробки котловану і встановлення конструкцій підпорної стіни	Горизонтальні переміщення, мм
1	Напруження від власної ваги ґрунту	-
2	Влаштування паль підірних стін	-
3	Розробка ґрунту на глибину 2 м (124.5)	-0.91
4	Розробка ґрунту на глибину 4 м (122.5)	4.5
5	Планування ґрунту під кутом 45° на глибину 5.5 м. (121.0)	8
6	Планування ґрунту під кутом 45° на глибину 8.0 м. (118.5)	52.7
7	Планування ґрунту під кутом 45° на глибину 10.5 м. (116)	193.75
8	Планування ґрунту під кутом 45° на глибину 12.5 м. (114)	398.53
9	Влаштування каркасу будинку і встановлення розпірки на позн. 123	398.53
10	Розробка ґрунту до позн. 121.0	398.73
11	Розробка ґрунту до позн. 119.0	400.57
12	Встановлення розпірки на позн. 123	400.57
13	Планування ґрунту під кутом 45° до позн. 114	411,04
14	Планування ґрунту під кутом 45° до позн. 114	426.83
15	Бурові палі під будинок	426.85

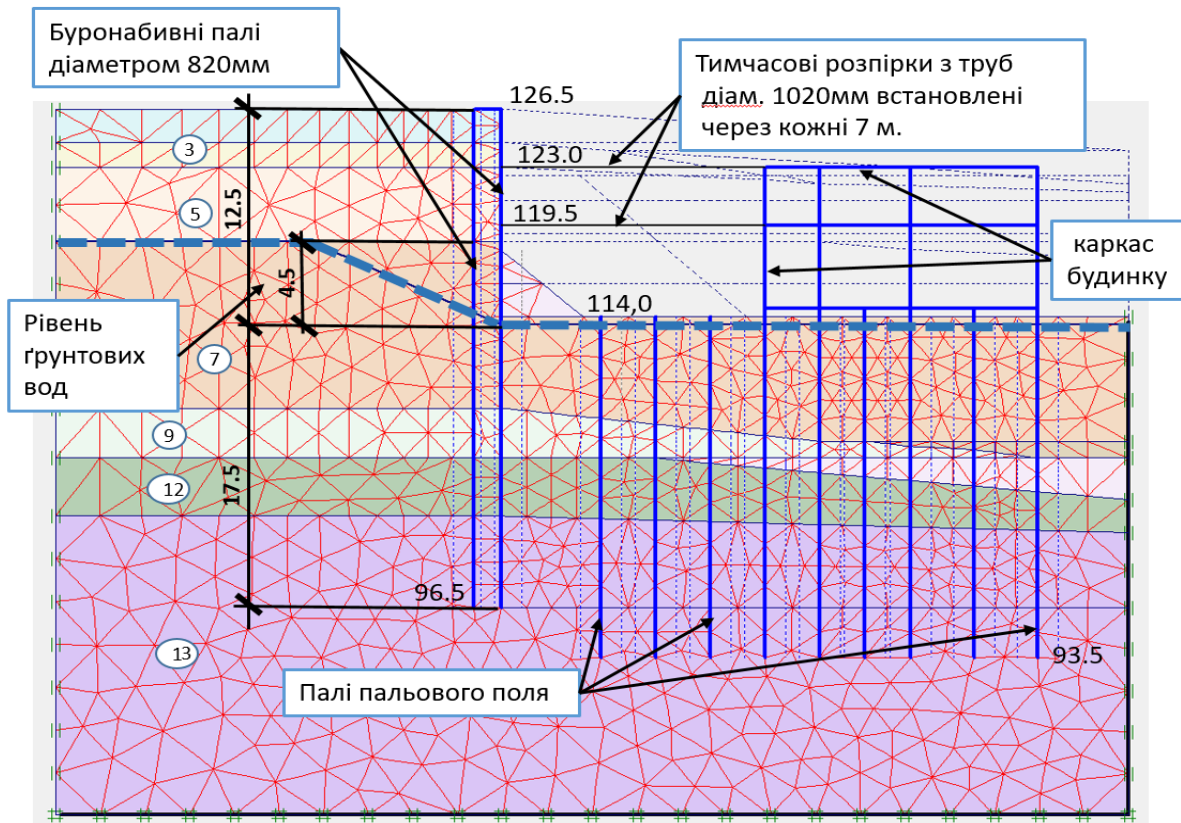


Рис.3. Розрахункова схема.

Fig.3. Design scheme.

Нижче наведено графік залежності між етапами розрахунку і деформаціями підпірної стіни (рис. 4).



Рис.4. Графік залежності між горизонтальними деформаціями верху підпірної стіни і етапами розрахунку.

Fig.4. Graph of the relationship between the values of the horizontal displacements of the top of the retaining walls and the stages of the task calculation.

Проаналізувавши графік на рис. 4, виявлено, що переміщення збільшились майже

в 4 рази у порівнянні з попередньою стадією (на стадії 7), саме ця стадія відповідає не тільки початку планування ґрунту, а і першому етапу водопониження. Наступний етап водопониження і планування ґрунту показав приріст деформацій ще майже вдвічі у порівнянні зі стадією 7.

Для того щоб зрозуміти природу формування таких переміщень, прослідкуємо зміну дотичних напружень у ґрунтовому масиві. На стадіях 7 та 8 помітно формування від'ємних значень напружень у нижній частині простору між палями (рис. 5). Зміна знаку пояснюється зміною характеру деформування підпірних стін. Якщо на перших стадіях (до водопониження) підпірна стіна згиналася у верхній частині і працювала, як заанкерений стержень у нижній частині, то на етапі планування ґрунту, яке суміщене з водопониженням, підпірна стіна почала не просто деформуватись, а переміщуватись, як у верхній, так і у нижній частині.

При моделюванні ґрунтових берм з врахуванням водопониження важливим факто-

ром є врахування зміни фізико-механічних характеристик ґрунту в результаті його осушення. Очевидним є зменшення його питомої ваги, що з боку дії пасивного тиску є скоріше негативним фактором для роботи підпірної стіни. Зміну таких показників, як φ та C , важко спрогнозувати, але ці показники для супіску з меншим показником текучості завжди вищі. У наведеній задачі вони були збільшені у 1,5 рази у порівнянні з початковими. Модуль деформації – це величина, яка збільшена в 4 рази в зоні відкопування котловану. Така зміна цієї характеристики пов'язана з особливостями обчислення при використанні моделі ґрунту

Hardening-Soil Model, а саме: робота модуля E_{ur} , при розвантаженні; E_{ur} – модуль деформації для траєкторії розвантаження-повторного навантаження при природному тиску p_{ref} . У більшості випадків $E_{ur} \approx 3 \cdot E_{50}$. Відповідно до доповіді Свена Мюлера, співвідношення між E_{ur} та E_{50} можуть змінюватись від 2 до 5 в залежності від коефіцієнта пористості. Для щільних ґрунтів: $E_{ur} \approx 2 \cdot E_{50}$, для пухких: $E_{ur} \approx 5 \cdot E_{50}$. В цій доповіді наведені наступні залежності: при $e_0 = 0.81$, $E_{ur}/E_{50} = 4.8$, при $e_0 = 0.56$, $E_{ur}/E_{50} = 2.7$.

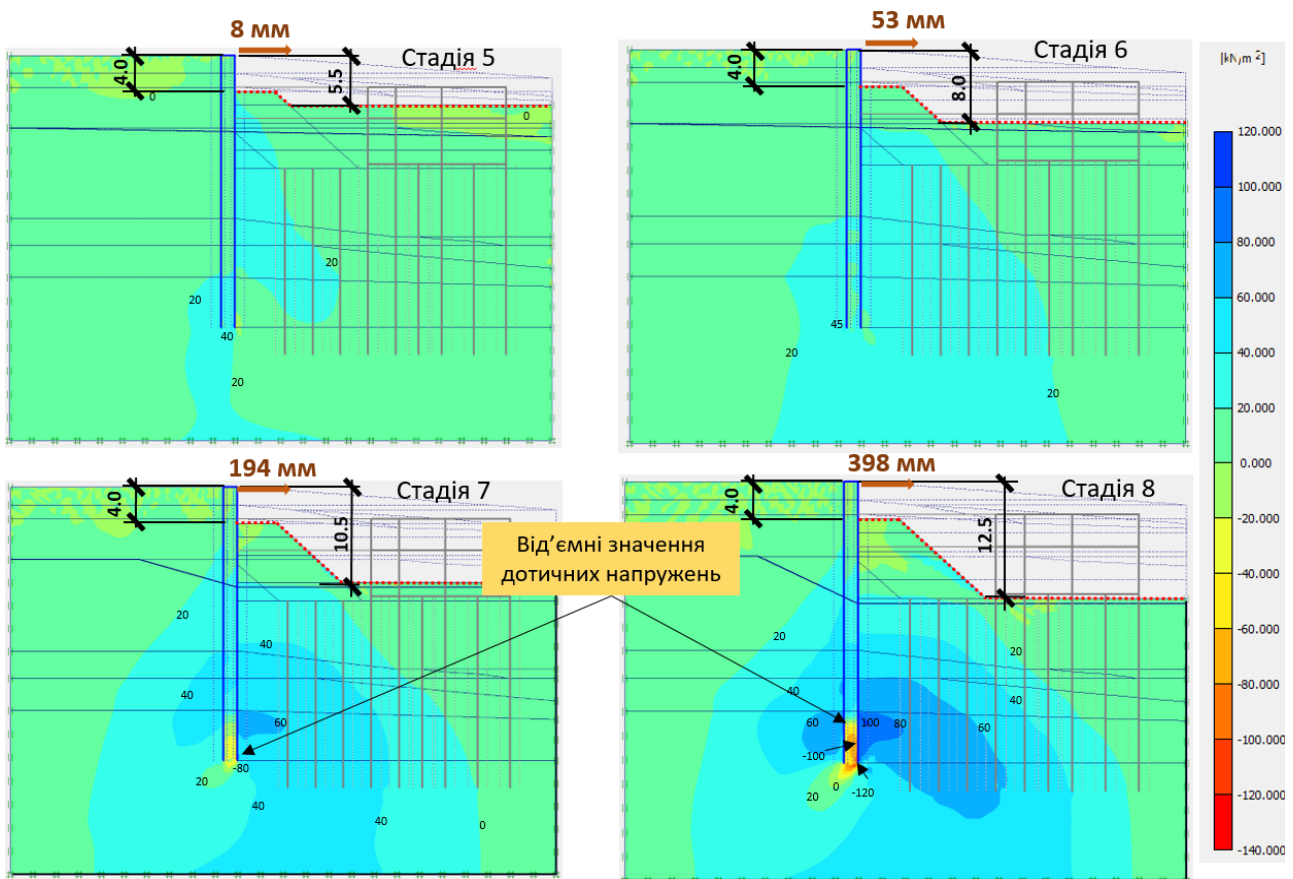


Рис.5. Формування напружено-деформованого стану системи «утримуючі конструкції – ґрунтовий масив» під час розробки котловану.

Fig.5. Development of the stress-strain state of sistem “retaining wall – soil base” during deep excavation.

Альтернативним варіантом конструктивного рішення для даних інженерно-геологічних умов було використання ґрунтових анкерів сумісно з використанням металевих розпірок, які закріплені в каркас будинку. Ґрунтові анкери закріплені у верхній частині підпірної стіни, що дозволяє

розробити ґрунт на 7 м; деформації верху підпірної стіни на даному етапі не перевищують 10 мм. Потім залишається ґрунтова берма і зводиться каркас будинку. Палі будинку, розташовані біля підпірної стіни, виконуються з перебуром і в подальшому використовуються для закріплення металевих

вих розпірок, які обмежують горизонтальні переміщення в нижній частині котловану.

Скінчено-елементна модель для цієї конструктивної схеми наведена на рис. 6.

Довжина ґрунтових анкерів 30 м, ді-

метр 150 мм, крок анкерних кріплень 1200 мм. Використання ґрунтових анкерів дало змогу закріпити верхню частину підпірної стіни і продовжити розробку котловану.

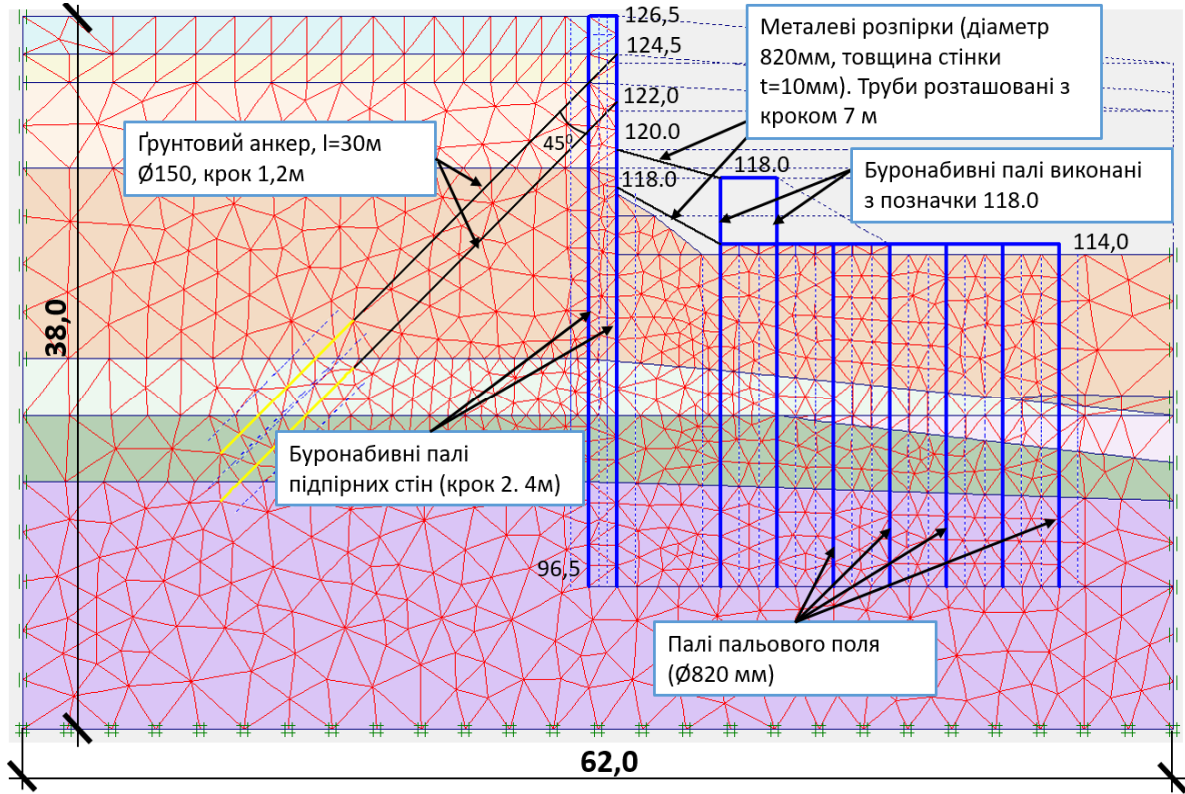


Рис.6. Розрахункова схема з використанням ґрунтових анкерів.
Fig.6. Design scheme with earth anchors.

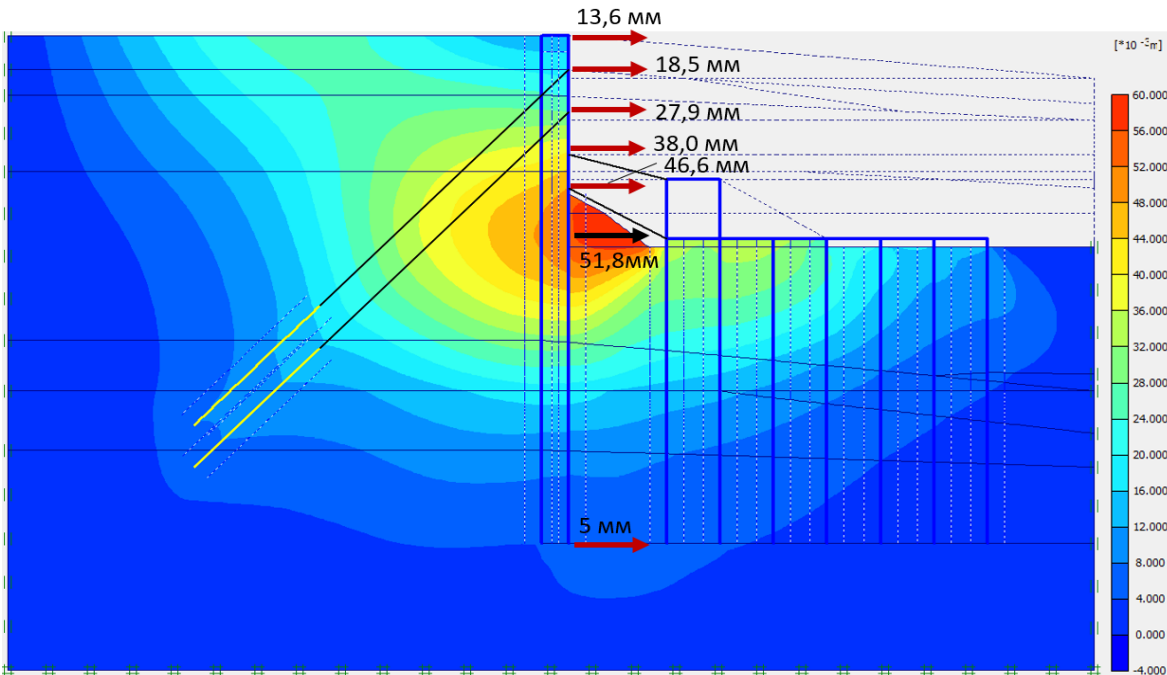


Рис.7. Горизонтальні переміщення підпірної стіни на останньому етапі розробки котловану.
Fig.7. Horizontal displacements for last step of calculations.

Аналіз деформації підпірних стін показав, що найбільші деформації виникають в рівні розробки ґрунту, найменші – у верхній частині підпірних стін. Такий розподіл деформацій пояснюється ефективною роботою ґрунтових анкерів в якості обмежувачів переміщень. Максимальні переміщення в рівні розробки ґрунту пояснюються наявністю ґрунтової берми з пластичного супіску. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 [3] обмежує переміщення підпірної стіни з умов стійкості.

Згідно норм переміщення u , повинні задовольняти наступним вимогам:

$$u \leq \frac{1}{8} d, \quad (1)$$

$$u \leq \frac{1}{40} h,$$

де h – вільна висота підпірної стіни

d – переріз підпірної стіни.

$51.8 \text{ мм} < 820/8 = 102,5 \text{ мм}$, таким чином

запропоноване рішення було прийнято в проєкт.

Зусилля в елементах конструкції підпірних стін наведені на рис. 8.

Отримано, що зусилля в нижньому анкері майже в 4 рази більше ніж у верхньому. На епюрі згинальних моментів прослідковується ефективність використання ґрунтових анкерів. Також отримано, що розпірки меншим чином впливають на формування епюри згинальних моментів у палях (рис. 8). На рисунку наведені огинаючі епюри моментів, так як саме такий підхід дозволить законструювати палю врахувавши її роботу на кожному етапі влаштування підпірних стін.

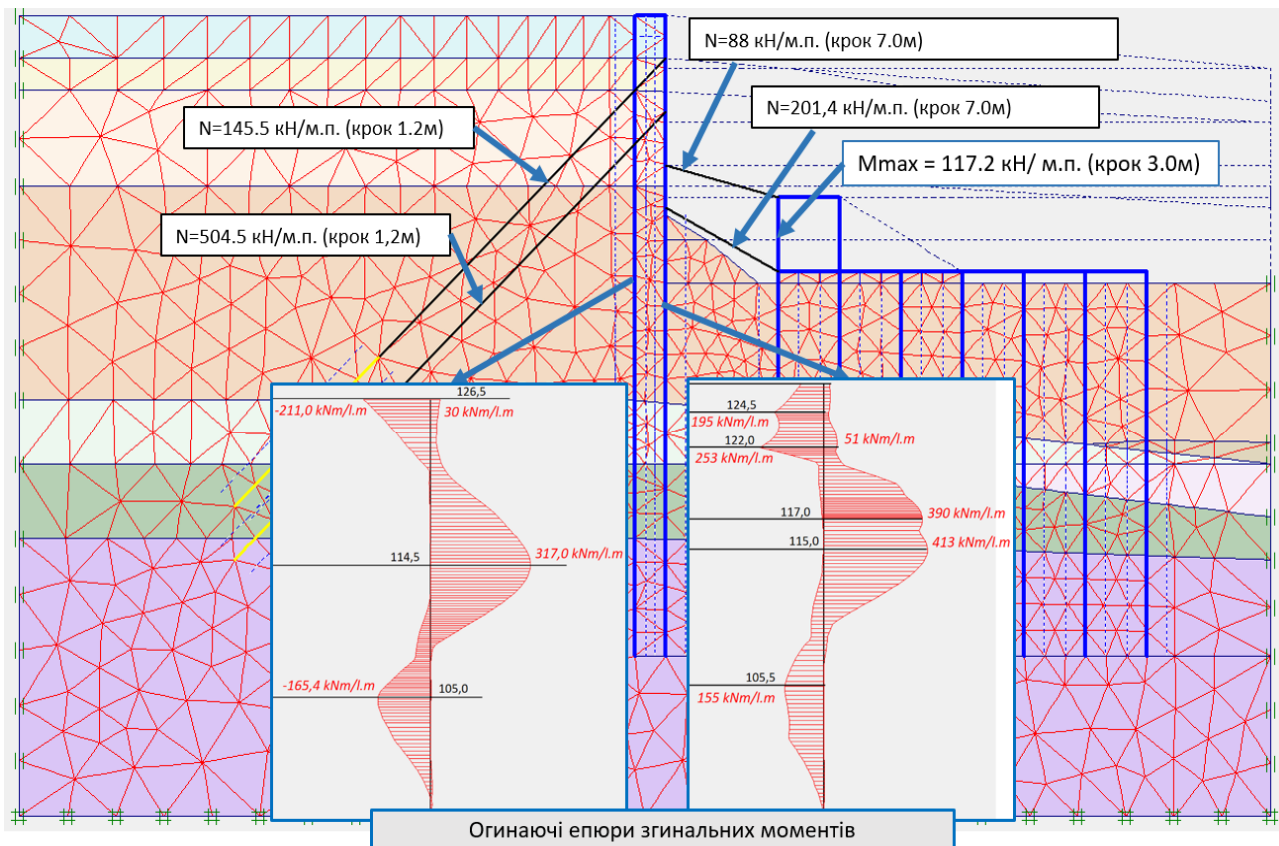


Рис.8. Результати розрахунку.

Fig8. The results of calculations.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено, що розрахунок підпірних стін, котлован яких розташований нижче рівня ґрунтових вод повинен включати в себе процес моделювання поступового водозниження. Таке моделювання повинно включати зміну фізико-механічних характеристик ґрунтів після відкачування води, для цього необхідно під час інженерно-геологічних вишукувань додатково досліджувати ґрунти не тільки в природному стані, а й врахуванням зниження числа текучості (для глинистих ґрунтів).

Неврахування процесу водозниження може недооцінити переміщення підпірної стіни до 5 ти разів.

Підбір робочої арматури для паль підпірних стін необхідно виконувати за даними огинаючої епюри згинальних моментів, так як саме такий підхід дозволяє врахувати еволюцію формування напружень на кожному етапі влаштування утримуючих конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА

1. Doubrovsky M.P., Meshcheryakov G.N. (2015). Physical modeling of sheet piles behavior to improve their numerical modeling and design. *Soils and Foundations*. Elsevier , 55(4), 691-702.
2. Chen W.-F., Saleeb A. F. Constitutive Equations for Engineering Materials. Vol. 1, Elasticity and Modelling. Vol. 2, Plasticity and Modelling, Wiley. Interscience, New York, 1981. 1994. 559 p.
3. Настанова з проектування підпірних стін ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014.. К. : Мінрегіон України, 2015.
4. Gouw Tjie-Liong (2014), Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems, *International Journal of Applied Engineering Research ISSN 0973-4562 Volume 9, Number 21*. pp. 8291-8311.
5. Potts, D.M, Zdravkovic L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering.*, Thomas Telford, London.
6. Kriege J., Erban P.-J, Thamm B.R. (1994), Numerical analyses of full-scale tests on geosynthetic reinforced retaining walls, *International Journal of Computer Applications in Technology Vol.7 No.3/4/5/6*. pp.242 - 249

REFERENCES

1. Doubrovsky M.P., Meshcheryakov G.N. (2015). Physical modeling of sheet piles behavior to improve their numerical modeling and design. *Soils and Foundations*. Elsevier , 55(4), 691-702.
2. Chen W.-F., Saleeb A. F. Constitutive Equations for Engineering Materials. Vol. 1, Elasticity and Modelling. Vol. 2, Plasticity and Modelling, Wiley. Interscience, New York, 1981. 1994. 559 p.
3. Nastanova z proektuvannya pidpirnykh stin DSTU-N B V.2.1-31:2014.. K. : Minrehion Ukrayiny, 2015.
4. Gouw Tjie-Liong (2014), Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems, *International Journal of Applied Engineering Research ISSN 0973-4562 Volume 9, Number 21*. pp. 8291-8311.
5. Potts, D.M, Zdravkovic L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering.*, Thomas Telford, London.
6. Kriege J., Erban P.-J, Thamm B.R. (1994), Numerical analyses of full-scale tests on geosynthetic reinforced retaining walls, *International Journal of Computer Applications in Technology Vol.7 No.3/4/5/6*. pp.242 - 249

Features of work of retaining walls made of bored piles in flowing sandy loams

Igor Boyko,
Liudmyla Skochko,
Volodymyr Skochko

Annotation. The customers usually try to avoid areas with a high groundwater level in the process of choosing a site for construction. The presence of groundwater significantly increases the cost of construction, if there is necessity of the construction of underground floors. But construction in the conditions of modern megacities is increasingly challenging geotechnical engineers, because of the need not only to build on lands with difficult engineering and geological conditions, and not only to develop reliable foundation's decisions, but also because of the need to more effectively design the underground spaces with its subsequent operation as underground premises for various purposes.

The process of water level reducing is not only technologically complex, but also leads to a changes in the physical and mechanical characteristics of soils, which are difficult to predict.

This paper shows the features of numerical modeling of retaining walls in water-saturated soils.

The effect of the ability to filter water through retaining walls on the stress-strain state of the system of "retaining structures – soil mass" is demonstrated.

The calculations were performed using numerical modeling, since this approach allows engineers to see (predict) the formation of dangerous processes. Numerical modeling also allows to take into account the change in the physical and mechanical characteristics of the soil during drainage of the pit and take into account the process of water level reduction and the effect of water reduction on the formation of the stress-strain state of the system "restraining structures – soil mass".

In the framework of design process, there is always appear the opportunity to consider various technical decisions for retaining walls and choose the most effective among those considered.

In this paper, the construction of retaining walls with the possibility to use the soil berms to temporarily reduce the free height of retaining walls is considered. In addition, the operation of anchor fasteners in soft (weak) soils is shown. Also, elements of the building frame were used to reduce horizontal movements.

It is important to understand that not all measures (the construction decisions) are possible in certain conditions, especially when it is a tight environment of dense urban development.

Keywords. Retaining wall, bored piles, weak soil layers, soil anchors, soil berm, numerical modeling, water level reduction, soil model, metal struts.