

Вплив методів деформування ґрунтової основи на формування напружено-деформованого стану підпірних стін

Василь ПІДЛУЦЬКИЙ¹, Василь БЕГАН²

Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,

¹vasiliytsar@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1936-3990

²began.vasya@gmail.com, orcid.org/0009-0008-0357-5762

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.39-47

Анотація. Представлено результати числового моделювання взаємодії пальової підпірної стіни з ґрунтовою основою за допомогою програмних комплексів «Plaxis» та «ЛІРА-САПР». Виконано порівняння напружено-деформованого стану підпірних стін при різних методах розрахунку з урахуванням наявності скельного ґрунту.

У першому варіанті значення активного тиску на стіну визначено вручну відповідно до актуальних норм [3], а подальший розрахунок виконано в ПК «ЛІРА-САПР». Роботу системи «паля – ґрунт» реалізовано за допомогою CE 57, які об'єднані між собою за допомогою CE 10 (стержень), а значення горизонтальних жорсткостей ($R_{x,y}$) визначено відповідно до вимог [3].

У другому варіанті розрахунок підпірної стіни виконано в ПК «Plaxis 2D». Модель поведінки ґрунтів — «Mohr-Coulomb», для скельного ґрунту — «Hoek-Brown». Враховано, що в основі підпірної стіни залягають скельні ґрунти, що виявило суттєві відмінності в розподілі згинальних моментів по довжині підпірної стіни.

Встановлено, що напружено-деформований стан у першому варіанті суттєво відрізняється від другого. Показано різницю максимальних горизонтальних переміщень після розрахунку за першою та другою методиками. Досліджено відмінності та різницю між значеннями згинальних моментів, що виникають у підпірній стіні. Показано важливість використання сучасних геотехнічних розрахункових програмних комплексів для більш детального та точного аналізу конструкцій та основ.

Додатково, проведено оцінку впливу варіацій параметрів моделі ґрунтів та підпірної стіни на результати розрахунків. Результати



Василь ПІДЛУЦЬКИЙ

доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Василь БЕГАН

магістр кафедри
геотехніки

дослідження дозволяють рекомендувати використання комплексного підходу до моделювання для підвищення надійності та ефективності проектування підпірних стін. Проведений аналіз також показує, що застосування різних моделей поведінки ґрунту може суттєво впливати на кінцеві результати розрахунків, що підкреслює необхідність ретельного підбору параметрів моделювання.

Отримані результати мають важливе практичне значення для інженерів та проектувальників, оскільки дозволяють більш точно прогнозувати поведінку підпірних стін у різних умовах експлуатації. Це сприяє підвищенню безпеки та економічності будівельних проектів.

Ключові слова. Числове моделювання, підпірна стіна, ПК «ЛІРА-САПР», ПК «Plaxis 2D», CE 57, Mohr-Coulomb model, Hoek-Brown model, активний тиск.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

З кожним роком в мегаполісах нових будівель стає все більше, а площі доступної для будівництва – менше. Також, в зв'язку з тим, що будівництво далеко за межами міста, де є багато доступної площі, не викликає інтересу, а більш цікавими є місця ближче до центру міста – з'являється проблема будівництва у щільній забудові, коли необхідно збудувати споруду дуже близько до існуючих будівель з мінімальним впливом. В таких випадках без підпірних стін (стін огороження котловану) не можливо обійтися.

Ці стіни використовуються для утримання ґрунтів, збереження стійкості будівель, доріг тощо. Неточності в розрахунку можуть привести до серйозних наслідків, таких як пошкодження сусідніх будівель, руйнування стін огороження котловану.

Також важливим є ефективне використання підпірної стіни, саме з точки зору матеріалу.

МЕТА РОБОТИ

Виконати порівняння НДС підпірних стін з буронабивних паль, розрахунок яких виконано за допомогою числового моделювання взаємодії системи «підпірна стіна – ґрунт» використанням різних методів деформування ґрунтової основи.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Огороження котловану запроектовано з

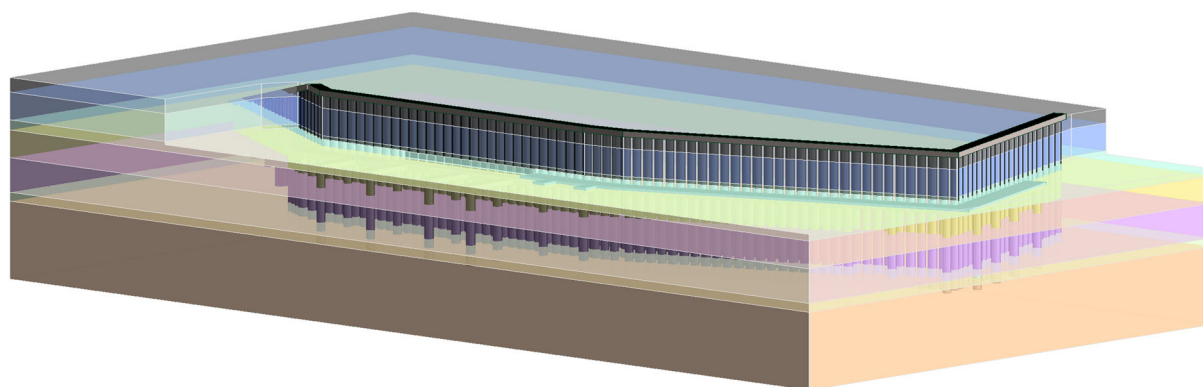


Рис.1. Загальний вигляд підпірних стін.

Fig.1. General view of retaining walls.

буронабивних паль діаметром 420 мм з кроком 600 мм, об'єднаних монолітним ростверком висотою 500 мм

Палі та монолітний ростверк запроектовано з бетону класу С20/25 та арматури класу А500С. Між палями влаштована монолітна забірка. Дно котловану знаходиться на відмітці -0,600 (+155,500). Загальний вигляд підпірної стіни наведено на Рис. 1. Відповідно до інженерно-геологічних вишукувань, серед нашарувань ґрунтів в основному глинисті ґрунти, також присутній скельний ґрунт – карпатський фліш, саме його обрано в якості основи паль. Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведено в Табл. 1. Для розрахунків прийнято найбільш навантажений переріз, який наведено на Рис. 2.

В першому варіанті розрахунку виконано збір навантажень на підпірну стіну відповідно до [3]. Для розрахунку інтенсивності горизонтального активного тиску від власної ваги прийнято:

- ε (кут нахилу розрахункової площини до вертикалі) = 0;
- ρ (кут нахилу поверхні засипки до горизонту) = 0;
- δ (коефіцієнт тертя і зчеплення з стіною) = 0.

Оскільки, в діапазоні призми обвалення різні нашарування ґрунтів, визначено приведені значення щільності, кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення:

- $\gamma' = 17,7 \text{ кН/м}^2$;
- $\varphi' = 19,08^\circ$;
- $c' = 14,5$

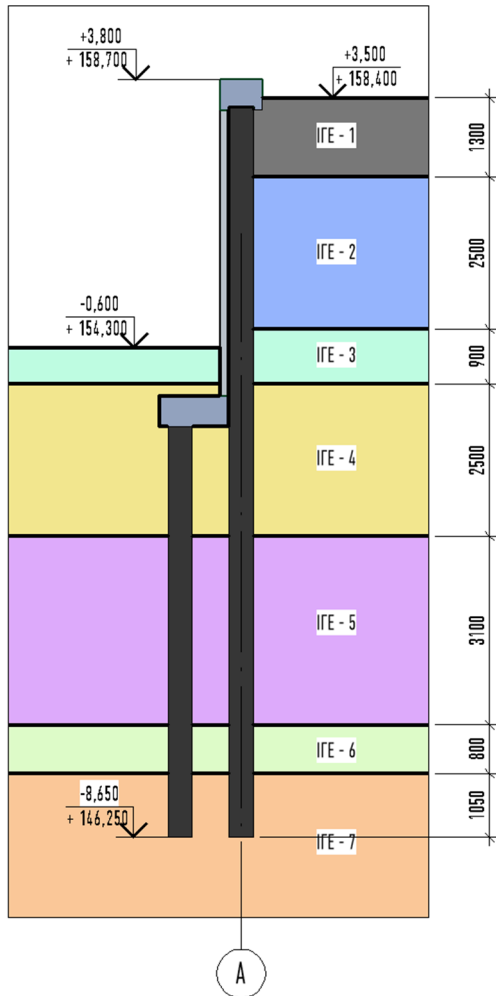


Рис.2. Посадка палі на інженерно-геологічний розріз.

Fig.2. Pile driving on an engineering and geological section.

За формулами з [3] отримано значення:

- $\lambda = 0,507$;
- $\theta = 35,46^\circ$;
- $K_1 = 1,425$;
- $K_2 = 0$;

При розрахунку активного тиску враховано рівномірно-розподілене навантаження на призмі обвалення підпірної стіни рівне 20 кПа, яке включає в себе навантаження від пожежного автомобіля.

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги в рівні котловану визначено за формулою (1) відповідно до [1]:

$$P_y = [\gamma \cdot \gamma_f \cdot h \cdot \lambda - c(K_1 + K_2)] \cdot \frac{y}{h}, \quad (1)$$

Інтенсивність горизонтального тиску

ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження в рівні котловану визначено за формулою (2) відповідно до [3]:

$$P_q = q \cdot \gamma_f \cdot \lambda; \quad (2)$$

Значення інтенсивності горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги в рівні котловану дорівнює 39,54 кПа, а значення інтенсивності горизонтального тиску ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження в рівні котловану – 10,15 кПа.

Розрахункова схема перерізу наведена на Рис. 3.

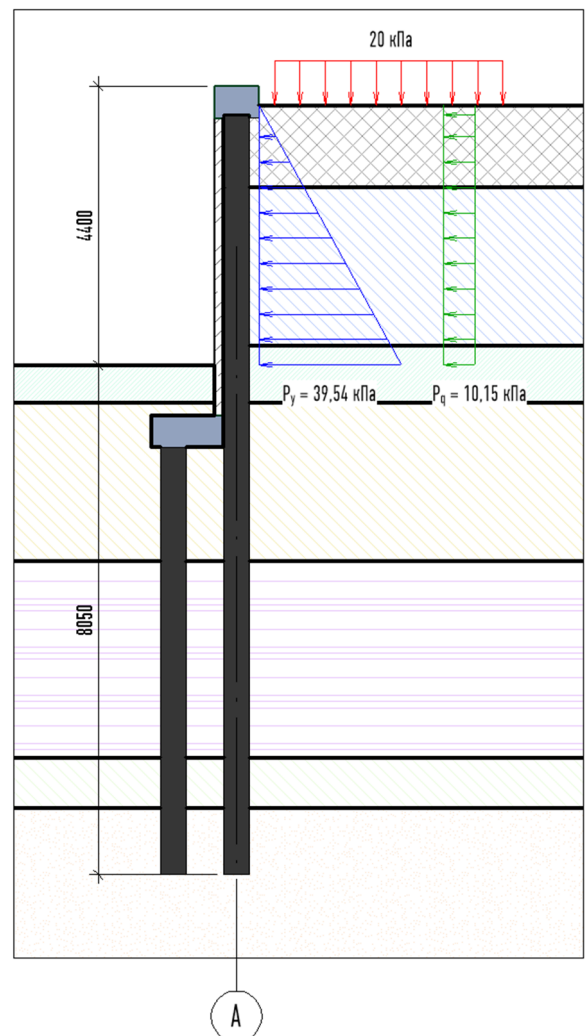


Рис.3. Розрахункова схема перерізу (на 1 м.п.).

Fig.3. Design cross-sectional diagram (per 1 m.p.).

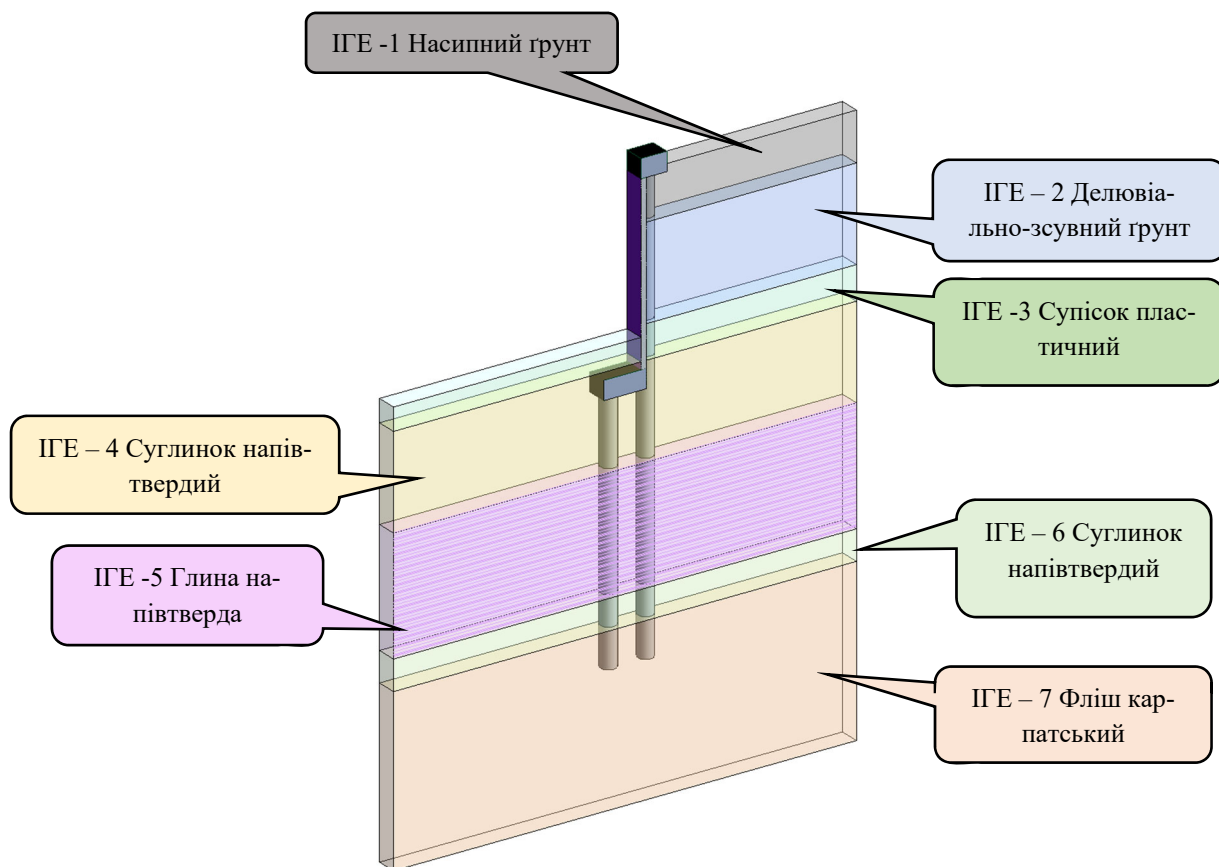


Рис.4. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка підпірної стіни.
 Fig.4. Engineering-geological section of the construction site and planting of the retaining wall.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів
 Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils

ІГЕ	Щільність, ρ	Коеф. пористості, e	Природна вологість, w	Ступінь водонасичення, S_r	Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Питоме зчеплення, C_n	Кут внутрішнього тертя, φ_n	Модуль деформації, E
	г/см ³	–	–	–	–	–	кПа	°	МПа
1	1,7	0,7	0,07	0,6	0,12	0,05	16	21	10
2	1,8	0,8	0,18	0,6	-	-	15	17	15
3	1,79	0,713	0,14	0,53	0,06	0,33	4	28	16
4	1,82	0,72	0,16	0,58	0,11	0,23	22	19	12
5	2,0	0,74	0,27	0,99	0,26	0,14	90	11	24
6	1,9	0,65	0,16	0,65	0,11	0,43	30	18	20
7	2,35	-	-	-	-	-	Тимчасовий опір стиску у водонасиченому стані 4,1 - 4,8 МПа		

Для першого варіанту розрахунку (за допомогою ПК «ЛІРА-САПР») моделювання системи «палія - ґрунт» виконано за допомогою скінченних елементів №57. Моделювання тіла палі виконано за допомогою SE 10 (стержень). Крок SE 57 по довжині палі складає 0,25 м.

Значення горизонтальних жорсткостей визначено за формулою (3):

$$C_z = \frac{K \cdot z}{\gamma_c}; R_{x,y} = C_z \cdot A; \quad (3)$$

Розрахункова схема із зазначеними значеннями горизонтальних жорсткостей палі наведена на Рис. 5. Деформована схема (переміщення в напрямку «Y») показана на Рис. 6. Значення та розподіл згинальних моментів наведено на Рис. 7.

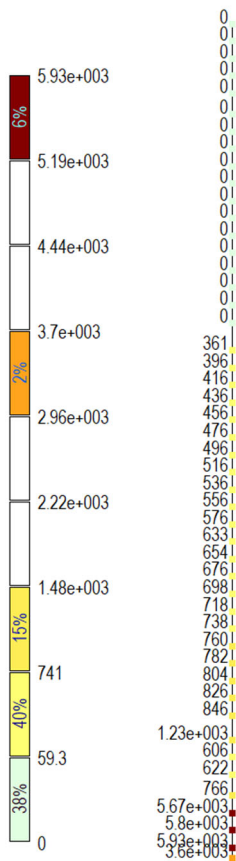


Рис.5. Загальний вигляд розрахункової схеми палі в ПК «ЛІРА-САПР» з зазначеними значеннями горизонтальних жорсткостей.

Fig.5. General view of the pile design scheme in «LIRA-FEM» software with the specified horizontal stiffness values.

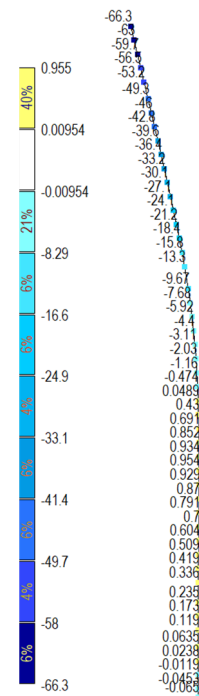


Рис.6. Деформована схема палі.
Fig.6. Deformed pile pattern.

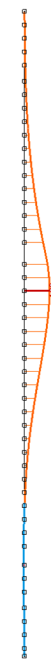


Рис.7. Значення згинальних моментів в палі.
Fig.7. Values of bending moments in pile.

Наступний етап розрахунку виконано в ПК «Plaxis 2D». Модель поведінки ґрунту для ІГЕ 1...6 прийнято «Mohr-Coulomb», для ІГЕ – 7 – «Hoek-Brown». Загальні розміри масиву наведено на Рис. 8.

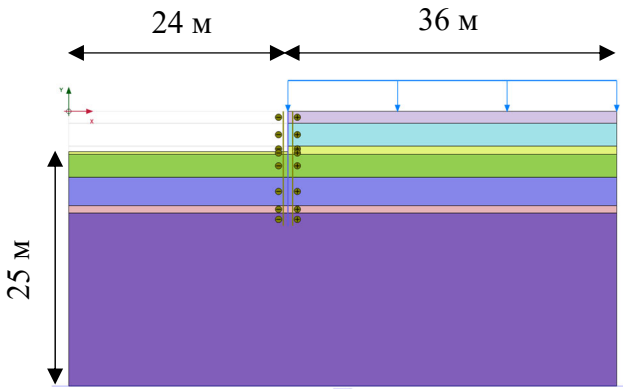


Рис.8. Загальні розміри масиву в ПК «Plaxis 2D».

Fig.8. General dimensions of the model in the «Plaxis 2D».

Особливість розрахунку в ПК «Plaxis 2D» є можливість використання різних моделей поведінки ґрунту. В даному випадку прийнято моделі «Mohr-Coulomb» та для ІГЕ – 7 – «Hoek-Brown».

Модель «Hoek-Brown» використовують для опису поведінки тріщинуватих гірських масивів. Ця модель є ізотропною лінійно-пружною та ідеально-пластичною з критерієм текучості Хука - Брауна. Цей критерій є розвитком критерія Кулона – Мора. Різниця між критеріями полягає в тому, що в моделі «Hoek-Brown» нелінійна залежність в осях « $\tau - \sigma$ », а для критерія Кулона – Мора – лінійна. Для визначення моменту виникнення пластичних деформацій використовують критерій Хука-Брауна 2002 року (4):

$$f_{HB} = \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a; \quad (4)$$

- σ_1 та σ_3 – найбільші та найменші головні напруження;
- σ_{ci} – гранична міцність непорушеної породи на одноосьовий стиск;
- m_b , a та s – безрозмірні параметри масиву, які впливають на форму і ступінь нелінійності. Ці параметри залежать від GSI (Geological Strength Index) та коефіцієнта D .

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right); \quad (5)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right); \quad (6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right]; \quad (7)$$

- m_i – параметр непорушеної породи, який знижується до параметру m_b , в залежності від ступеня пошкодження масиву.
- GSI – геологічний індекс міцності, який залежить від типу скельної породи;
- D – коефіцієнт пошкодження.

На Рис. 9 наведено поверхню текучості Хука-Брауна в просторі головних напружень і в девіаторній площині.

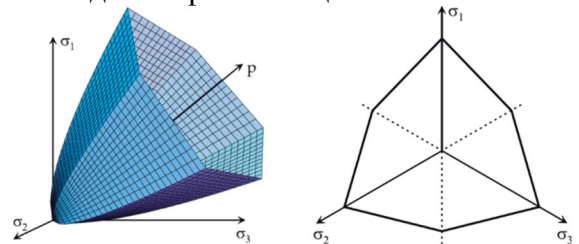


Рис.9. Поверхня текучості (критерій «Hoek Brown»).

Fig.9. Yield surface according to the «Hoek Brown» criterion.

Для розрахунку в ПК «Plaxis 2D» для моделі поведінки ґрунту «Hoek-Brown» прийнято наступні параметри:

- $E_{rm} = 1050$ МПа;
- $\sigma_{ci} = 4100$ кН/м²;
- $m_i = 7$;
- $GSI = 25$;
- $D = 0$;

Визначення модуля пружності скелі:

$$E_{rm} = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{75 + 25D - GSI}{11}\right)}} \right); \quad (8)$$

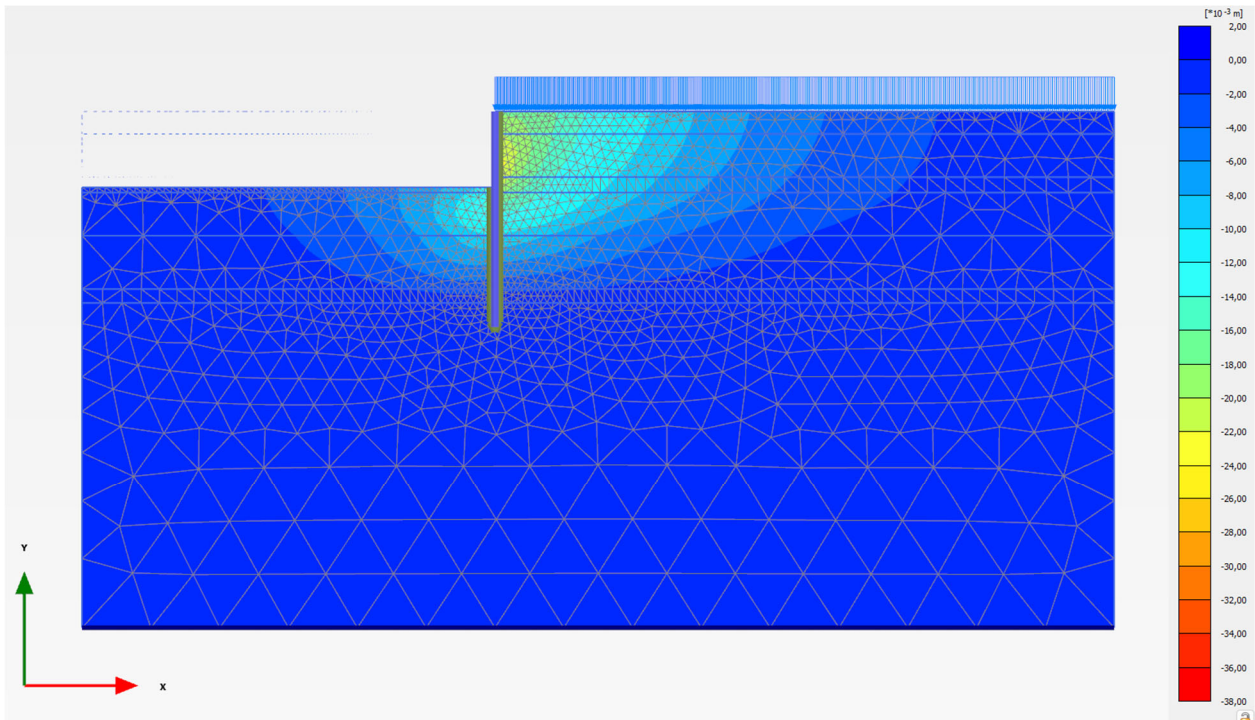


Рис.10. Значення горизонтальних переміщень в ПК «Plaxis 2D».
Fig.10. Horizontal displacement values in the Plaxis 2D software.

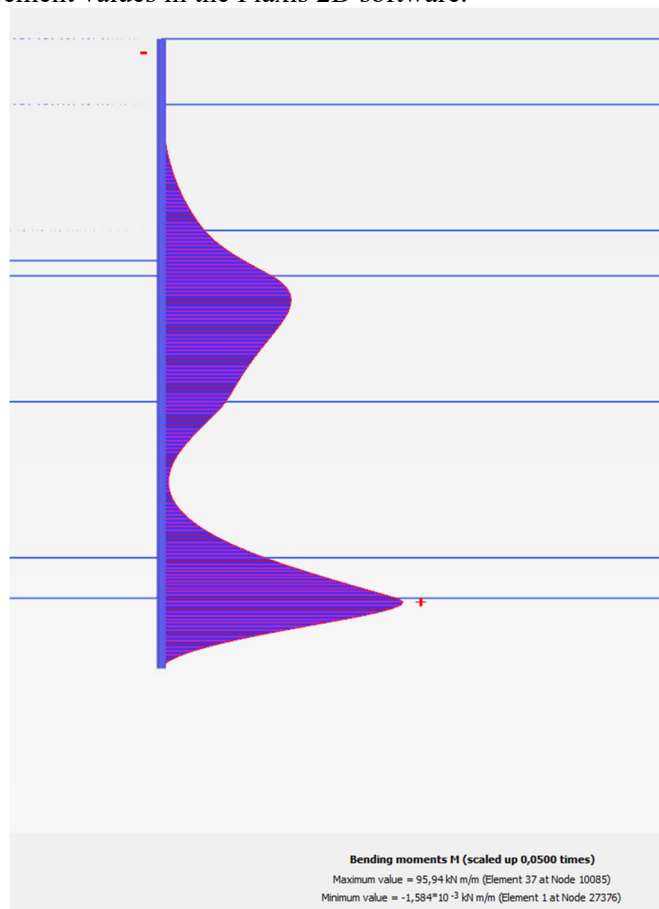


Рис.11. Значення згинальних моментів в підпірній стіні в ПК «Plaxis 2D»(кН*м)/м.
Fig.11. Values of bending moments in the retaining wall in Plaxis 2D software (кН*м)/м.

На Рис. 10 наведено значення максимальних горизонтальних переміщень підпірної стіни в ПК «Plaxis 2D». На Рис. 11 показано значення та розподіл згинальних моментів в підпірній стіні.

В результаті порівняння розрахунків було виявлено, що результати НДС підпірної стіни **1-го варіанту** відрізняються від **2-го варіанту**. Діаграму порівняння горизонтальних переміщень підпірної стіни наведено на Рис. 12.



Рис. 12. Діаграма порівняння горизонтальних переміщень підпірної стіни для двох варіантів.

Fig. 12. Diagram comparing horizontal movements of the retaining wall for two options.

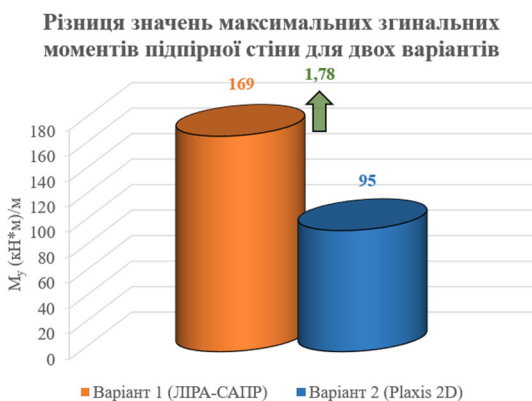


Рис. 13. Діаграма порівняння згинальних моментів для двох варіантів розрахунку.

Fig. 13. Diagram comparing bending moments for two calculation options.

На графіках показано, що значення горизонтальних переміщень, в **першому варіанті** розрахунку більші, **приблизно у 2 рази**, ніж у **другому варіанті**.

На Рис. 13 показано, що значення

моментів в палі більші в **першому варіанті** також майже у **2 рази**, порівняно з **другим варіантом**.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено, що значення горизонтальних переміщень підпірної стіни суттєво відрізняються в залежності від прийнятого розрахункового комплексу та методу деформування ґрунтової основи. В **першому варіанті** значення переміщень майже в **2 рази** більші, ніж в **другому варіанті**.

Показано, що значення максимальних згинальних моментів в **першому варіанті** також майже в **2 рази** більші, ніж у **першому варіанті**.

З'ясовано, що розподіл згинальних моментів в підпірній стіні суттєво відрізняється в обох варіантах. За рахунок того, що в **2 варіанті** використано модель поведінки ґрунту «Hoek-Brown» максимальне значення моменту з'являється не в межах dna котловану, а в місці початку скельного ґрунту. Таким чином доведено, що врахування більш складних моделей поведінки ґрунту суттєво впливає на НДС конструкцій, що в свою чергу впливає на необхідну площу армування конструкцій підпірної стіни.

ЛІТЕРАТУРА

1. Аналіз існуючих методик розрахунку підпірних стін з буронабивних паль. / Д. Михайловський, О. Комар, М. Хоронжевський // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С. 88-97.
2. Hoek E, Carranza-Torres CT, Corkum V. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symposium*. Toronto, Canada, vol. 1, 2002, pp. 267 – 273.
3. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 К.: Мінрегіонбуд України, 2015.
4. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1–10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіон України, 2018 – 36с.
5. Михайловський Д.В. Моделювання пальового фундаменту з використанням об'ємних

фізично-нелінійних скінчених елементів ґрунту / Д.В. Михайловський, Д.М. Матющенко, А.О.Смоленський. // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві». №29'15; Київ: НДІБВ, 2015. - С.44 - 52.

6. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.

REFERENCES

1. Mykhailovskyi D., Komar O., Khoronzhevskyi M. (2023). Analiz isnuichykh metodyk rozrakhunku pid-pirnykh stin z buronabyvnykh pal [Analysis of existing methods for calculating retaining walls from bored piles]. *Osnovy ta fundamenti: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. K.: KNUBA. Vyp. 46. S.88-97 (in Ukrainian).
2. Hoek E, Carranza-Torres CT, Corkum B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symposium*. Toronto, Canada, vol. 1, pp. 267 – 273.
3. Nastanova z proektuvannia pidpirnykh stin [Guidelines for the design of retaining walls]: DSTU-N B V.2.1-31:2014 K.: Minrehionbud Ukrainy, 2015.
4. *Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018.* – [Chynnyi vid 2019.01.01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 2018 – 36s
5. Mykhailovskyi D.V., Matiushchenko D.M., Smolenskyi A.O. (2015). Modeliuvannia palovoho fundamentu z vykorystanniam obiemnykh fizychno-neliniinykh skinchenykh elementiv hruntu [Modeling of the pile foundation using volumetric physically nonlinear finite soil elements]. *Naukovo-tekhnichnyi zhurnal «Novi tekhnologii v budi-vnytstvi»*. Kyiv: NDIBV, №2915, S.44 - 52.
6. Horodetskyi A.S., Evzerov Y.D. (2007). *Kompiuternye modely konstruktsiyi [Computer models of structures]*. Kyiv: ФАКТ, 392s.

Influence of soil base deformation methods on the formation of the stress-strain state of retaining walls

Vasyl PIDLUTSKYI, Vasyl BEHAN

Abstract. The results of numerical modeling of the interaction between a pile retaining wall and the soil base using the software complexes "Plaxis" and

"LIRA-SAPR" are presented. A comparison of the stress-strain state of retaining walls using different calculation methods, taking into account the presence of rock soil, has been performed.

In the first variant, the active pressure on the wall was determined manually in accordance with the current standards [3], and the subsequent calculation was carried out in the "LIRA-SAPR" software complex. The "pile-soil" system was modeled using FE 57, which are interconnected by FE 10 (rod), and the values of horizontal stiffness ($R_{x,y}$) were determined according to the requirements of [3].

In the second variant, the retaining wall calculation was performed in "Plaxis 2D". The soil behavior model is "Mohr-Coulomb", and for rock - "Hoek-Brown". It was considered that rock soils lie at the base of the retaining wall, which revealed significant differences in the distribution of bending moments along the length of the retaining wall.

It was established that the stress-strain state in the first variant significantly differs from the second. The difference in maximum horizontal displacements after the calculation by the first and second methods was shown. Differences and variations in the values of bending moments occurring in the retaining wall were investigated. The importance of using modern geotechnical calculation software complexes for a more detailed and accurate analysis of structures and foundations was demonstrated.

Additionally, an assessment of the impact of variations in the parameters of the soil and retaining wall models on the calculation results was conducted. The research results allow recommending the use of a comprehensive modeling approach to enhance the reliability and efficiency of retaining wall design. The analysis also shows that the application of different soil behavior models can significantly affect the final calculation results, highlighting the need for careful selection of modeling parameters.

The obtained results have significant practical value for engineers and designers, as they allow for more accurate prediction of the behavior of retaining walls under various operating conditions. This contributes to improving the safety and cost-effectiveness of construction projects.

Keywords: Numerical modeling, retaining wall, "LIRA-SAPR" software, "Plaxis 2D" software, FE 57, Mohr-Coulomb model, Hoek-Brown model, active pressure.