

## Оцінка причин втрати стійкості схилу та вибір варіантів його стабілізації з використанням варіантів підпірних стін різної жорсткості

Віктор Носенко<sup>1</sup>, Артур Маламан<sup>2</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,  
<sup>1</sup>v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846  
<sup>2</sup>armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.75-88

**Анотація.** Представлено оцінку причин втрати стійкості зсувного схилу та прояву значних переміщень існуючих підпірних стін, а також виконано підбір заходів для стабілізації схилу шляхом влаштування одного з варіантів підпірних стін різної жорсткості.

Для оцінки стійкості схилу та підбору ефективних параметрів підпірних стін було виконано числове моделювання напружено-деформованого стану (НДС) елементів «грунтовий масив схилу – підпірні стіни». Моделювання виконувалося методом скінчених елементів за допомогою програмного комплексу «Plaxis» у нелінійній постановці з урахуванням змін параметрів конструкцій та ґрунтів на різних етапах моделювання.

Було проведено оцінку реальних переміщень підпірних стін та причин втрати стійкості схилу на початковому етапі за використанням геодезичного моніторингу.

Для моделювання розрахункової схеми було обрано характерний інженерно-геологічний переріз в зоні найбільших деформацій існуючих протизсувних споруд.

Числові розрахунки підпірних стін, які виконувалися з використанням методу скінчених елементів передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану. Моделювання виконувалось в декілька етапів:

1) Формування напружено-деформованого стану ґрунту у сучасному природному стані;

2) Оцінка стійкості схилу до початку будівництва, при наявності старої масивної підпірної стіни виконаної з блоків вапняку.

3) Оцінка стійкості схилу у варіанті первинного проектного рішення із підпірною стіною із коротких буронабавних паль діаметром



**Віктор Носенко**  
завідувач кафедри  
геотехніки  
доцент, к.т.н.



**Артур Маламан**  
аспірант кафедри  
геотехніки.

820 мм та із урахуванням розробки котловану до проектної позначки.

4) Моделювання напружено-деформованого стану елементів «грунтовий масив схилу – підпірні стіни» із різними варіантами нової підпірної стіни з метою вибору ефективного варіанту, що забезпечить можливість розробки котловану до проектних позначок та стабілізації схилу.

За результатами числового моделювання варіантів стабілізації схилу підпірними стінами різної конструкції та жорсткості було визначено витрати матеріалів для кожного з варіантів та обрано найбільш ефективний варіант.

Дослідження показали, що залежно від зміни просторової жорсткості підпірних стін шляхом введення додаткових елементів (контрфорсів, розпірок) можна отримати оптимальне рішення і в подальшому ефективно запроектувати комплекс протизсувних споруд.

**Ключові слова:** підпірні стіни, числове моделювання, стійкість схилу, геодезичний моніторинг.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Будівництво на зсувонебезпечних територіях завжди має складності як і в технологічному плані так і в плані проектування. Необхідність адекватно оцінити стійкість схилу та в подальшому запроєктувати ефективні протизсувні споруди робить таку задачу доволі складною та відповідальною. Використовуючи сучасні комп'ютерні технології та методи розрахунку маємо можливість не тільки оцінити стійкість схилу та напружено-деформований стан існуючих протизсувних споруд, а і виконати аналіз існуючих проектних рішень та розробити нові протизсувні споруди.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питання причин втрати стійкості схилів в районах північного Причорномор'я розглянуті у працях А.М Дранникова., Є.А. Черкеза [5], Т.В. Козлової [3], та інших.

В роботах Л.О. Бондаревої [1] та В.В. Ручківського [4] показано вплив конструкції гнучких підірних стін та на їх напружено-деформований стан. Взаємодію підірних стін з ґрунтовим середовищем висвітлено в роботі М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винникова, М.О. Харченко [2].

Питання використання нелінійних моделей ґрунтового середовища висвітлені у праці Кондера [6]. Формулювання моделі деформування ґрунтового середовища Hardening soil model (HSM), де враховано зміну модуля деформації ґрунту в залежності від рівня напружень, представлено у праці Т. Шанза [7].

## МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є оцінка причин втрати стійкості схилу та вибір оптимального варіанту протизсувних заходів для забезпечення його стійкості.

## ЗАДАЧІ

1) Аналіз інженерно-геологічних умов та даних геодезичного моніторингу за

горизонтальними переміщеннями підірних стін розміщених на схилі та оцінка причин втрати стійкості схилу.

2) Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив схилу – підірні стіни» в 3х варіантах влаштування протизсувних конструкцій різної жорсткості та вибір ефективного варіанту для забезпечення стійкості.

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підірні стіни» методом скінченних елементів виконано за допомогою програмного комплексу «Plaxis» з врахуванням нелінійного характеру деформування ґрунтів та використанням критерія Кулона-Мора для опису межі міцності ґрунтів.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Територія забудови відноситься до частини схилу в районі північного Причорномор'я. Ділянка майданчику має значний перепад рельєфу до 25м.

В геоморфологічному відношенні ділянка досліджень розташована на абразійно-зсувному береговому схилі Чорного моря, інтенсивне освоєння якого було розпочато в першій половині XIX століття. В процесі освоєння території на схилі були виконані протизсувні заходи, що включали будівництво портових споруд, створення насипу в підніжжі схилу, планувальні роботи і будівництво підірних стінок і на деяких ділянках локальних дренажних споруд.

Рельєф схилу, на ділянці досліджень, був змінений в результаті планувальних робіт, які полягали в підсипанні ґрунтів. На ділянці можна виділити три штучно сплановані тераси. Абсолютні відмітки верхньої тераси складають 12,01 – 15,18м, абсолютні відмітки середньої тераси 8,60 – 9,60м і нижньої 3,15 – 5,00м.

Геологічний переріз наведено на рис. 1, а фізико-механічні параметри ґрунтів представлені у таблиці 1.

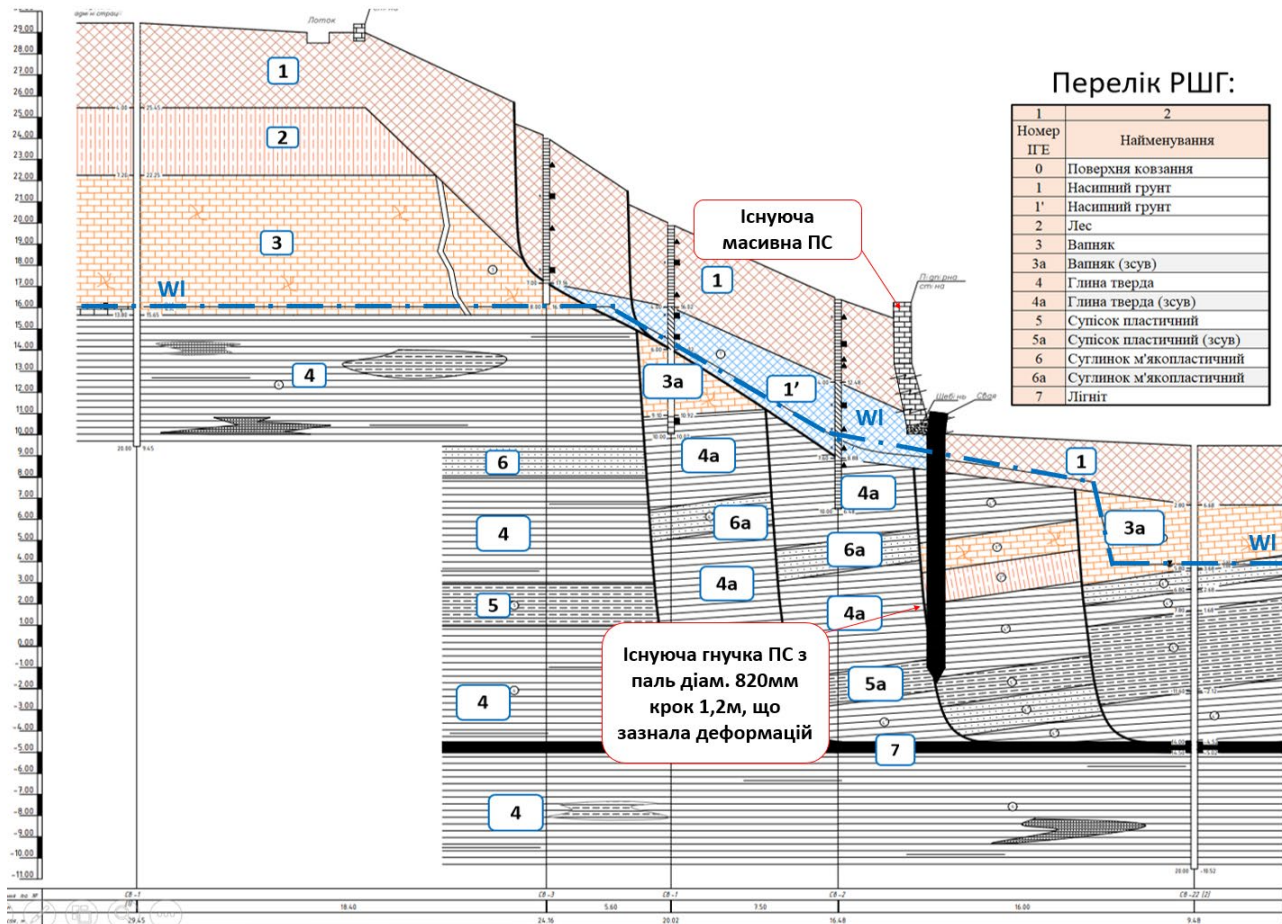


Рис.1. Інженерно-геологічний переріз ділянки дослідження.  
Fig.1. Engineering-geological section of the research area.

В геологічній будові корінного плато беруть участь четвертинні елювіально-делювіальні, еолові, (ed, vd, ePI-III) суглинки. Нижче по розрізу залягають відклади понтичних глини і вапняків. Підстеляють ці відкладення меотичні глини с прошарками суглинків та супісків (N1m). З поверхні ці відкладення перекриті сучасним (tH) насипним шаром.

Характерна для зсувних схилів неоднорідність геологічної будови і літологічного складу проявляється не тільки в напрямку від бровки плато до основи схилу, але і вздовж схилу.

Найбільш значну неоднорідність у властивостях основного деформованого горизонту - меотичних відкладень - вносять прошарки лігнітизованих глин, супісків і водонасичених дрібнозернистих пісків (так званий «слабкий шар»). До цих прошарків найчастіше приурочена зона формування поверхні зсувного зміщення, яка в межах ділянки

досліджень сформована на абсолютних відмітках  $\sim (-4,0) - (-5,0)$ м.

У процесі досліджень було виявлено такі прошарки, - представлені водонасиченими супісками пластичної і текучої консистенції потужністю 1 - 4м, зустрінуті в діапазонах глибин з абсолютними відмітками від +5 до (-9) м.

Зустрінуті свердловинами в самій нижній частині схилу незначні за потужністю блоки і фрагменти вапняку вказують на те, що обвальнорозсувні процеси тут носили циклічний характер, і формування зсувів обумовлено незмінною протягом кількох сотень років групою факторів.

Більшість факторів, що призводять до появи зсувних процесів взаємопов'язані між собою, до таких факторів відносяться: високий рівень ґрунтових вод, періодичне промочування і висихання ґрунтів, наявність лесовидних порід у верхів'ях схилів, наявність сейсмічних процесів у даному регіоні,

група техногенних факторів (освоєння території, вирубка дерев, тощо).

В історичній перспективі спочатку була побудована лише одна невелика підпірна стінка, що служить основою для парапету. У зв'язку з тим, що обвальні-зсувні процеси тривали, була також побудована нижня підпірна стінка і виконана засипка ґрунтом і будівельним сміттям простору між нижньою підпірною стінкою і крайньої алеєю, проведені планувальні роботи.

Зсувний схил складений тими ж ґрунтами зсувного генезису, перекритими сучасними насипними, делювіально-зсувними (tH, dl, dpH) ґрунтами. Порядок залягання порід в зсувних блоках майже такий же, як і в корінному масиві, але у напрямку до моря цей порядок порушується. У рельєфі підошви насипних ґрунтів відсутні значні перепади абсолютних відміток. Ці дані вказують на те, що рельєф цієї ділянки схилу до виконання планувальних робіт в середині 19 століття мав зсувну природу.

В попередньому проектному рішенні для забезпечення стійкості схилу та укосів котловану, глибиною 6м, а також для запобігання деформацій існуючої масивної підпірної стіни було додатково запроектовано нову підпірну стіну з буронабивних паль діаметром 820 мм, кроком 1,2, та довжиною 11 м. При розробці котловану до проектною відмітки відбувся зсув ґрунтових мас схилу, та відповідно деформації протизсувних споруд.

Для забезпечення стійкості схилу та огороження котловану і зменшення деформацій існуючих протизсувних споруд в межах геологічного виконанні розрахунки на міцність та стійкість для наступних варіантів конструктивних рішень:

1) Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 2 ряди, відстань між рядами паль 1,0м.

2) Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 1 ряд, посилені контрфорсними палями діам 1020мм з кроком 6,6м. Контрфорсні палі можуть бути видалені з конструкції підпірної стіни після

влаштування плити перекриття в зоні відмітки +8,7.

3) Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 1 ряд, посилені розпірками (труба 820x12мм) з кроком 4м. Розпірки можуть бути видалені з конструкції підпірної стіни після влаштування плити перекриття в зоні відмітки +8,7. Детально конфігурацію нової підпірної стіни для всіх 3-х варіантів показано на рис. 2.

Варіанти 2 та 3 пораховані з можливістю передачі зусиль на проектуемі секції будівлі, контрфорси та розпірки прийняті в розрахунок до моменту передачі навантаження на конструкції будівлі і подальший їх демонтаж.

Нова підпірна стіна влаштовується з позн. 8,70. Довжина паль підпірної стіни складає 23м.

У зв'язку з високим рівнем ґрунтових вод за підпірною стіною (абс. відм 5,5м), які знаходяться вище рівня розробки ґрунту дна котловану (абс. відм 2,7м) в цій зоні для забезпечення тимчасового зупинення фільтрації ґрунтової води у котлован та запобігання суфозійного виносу ґрунту із-за підпірної стіни для кожного із варіантів підпірних стін передбачено влаштування протифільтраційного екрану із цементних паль, що виконуються по технології jet-grouting між існуючими палями та палями нової підпірної стіни. Довжина jet-grouting паль орієнтовно 7,00м з відмітки +8,00 до відмітки орієнтовно +1,0. Після влаштування дренажу з боку секції 1.1 передбачено пробурювання jet-grouting паль для пропуску ґрунтової води у дренажну систему комплексу і тим самим не накопичення її за підпірною стіною.

Для підвищення стійкості та зменшення додаткових деформацій старої підпірної стіни, що виконана з вапнякових блоків, влаштовується підсилення стіни залізобетонної стінкою товщиною 300мм по всій грані існуючої стіни, також додатково влаштовуються монолітні залізобетонні контрфорси товщиною 300 мм, з кроком 3м.

Навантаження від існуючих будівель на схил прийнято до розрахунку і становить 30 кПа. (3 т/м<sup>2</sup>) по всій площі будівлі.

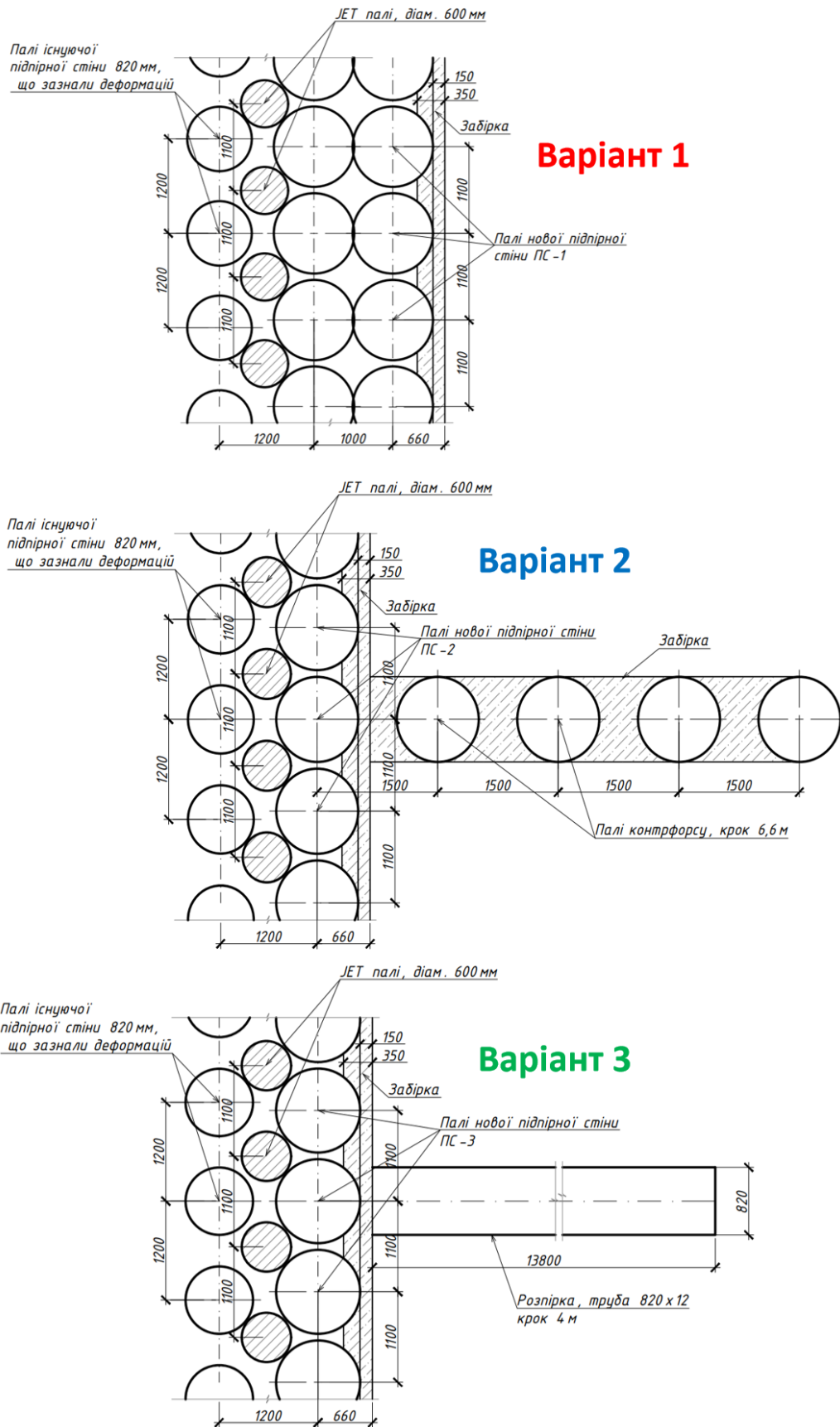


Рис.2. Схема розташування елементів нової підпірної стіни для кожного з варіантів.  
 Fig.2. Scheme of the location of the elements of the new retaining wall for each of the options.

## ГЕОДЕЗИЧНИЙ МОНІТОРИНГ ЗА ПІДПІРНОЮ СТІНОЮ

Геодезичний моніторинг дає можливість оцінити динаміку переміщень існуючих протизсувних споруд в часі щоб в подальшому більш ефективно виконувати розрахунки та забезпечувати збіжність даних числового моделювання та фактичних спостережень.

При застосуванні первинного проектного рішення підпірної стіни після розробки котловану на проектну позначку було помічено значні горизонтальні переміщення верху підпірної стіни при чому геодезичний

моніторинг проводився протягом одного тижня. На прикладі переміщення паль підпірної стіни в точці №5 можна побачити, що одразу на наступний день після розробки котловану до проектної відмітки почались зсувні процеси і переміщення даної точки склало 574 мм, що свідчить про втрату стійкості схилу при використанні коротких буронабивних паль. Зсувні процеси були стабілізовані шляхом привантаження схилу ґрунтом в нижні його частині, проте деформації продовжували зростати ще протягом 9 днів. Максимальні переміщення підпірної стіни склали 850 мм.

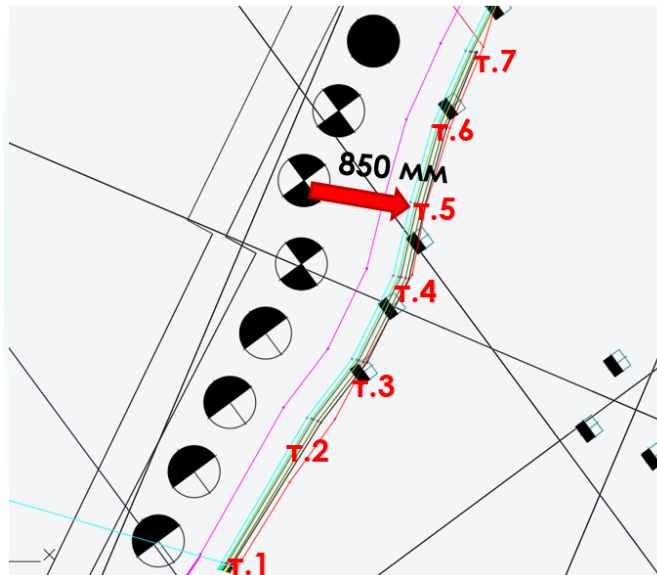


Рис.3. Фрагмент плану існуючої підпірної стіни з моніторинговими точками.  
Fig.3. Fragment of the plan of the existing retaining wall with monitoring points.

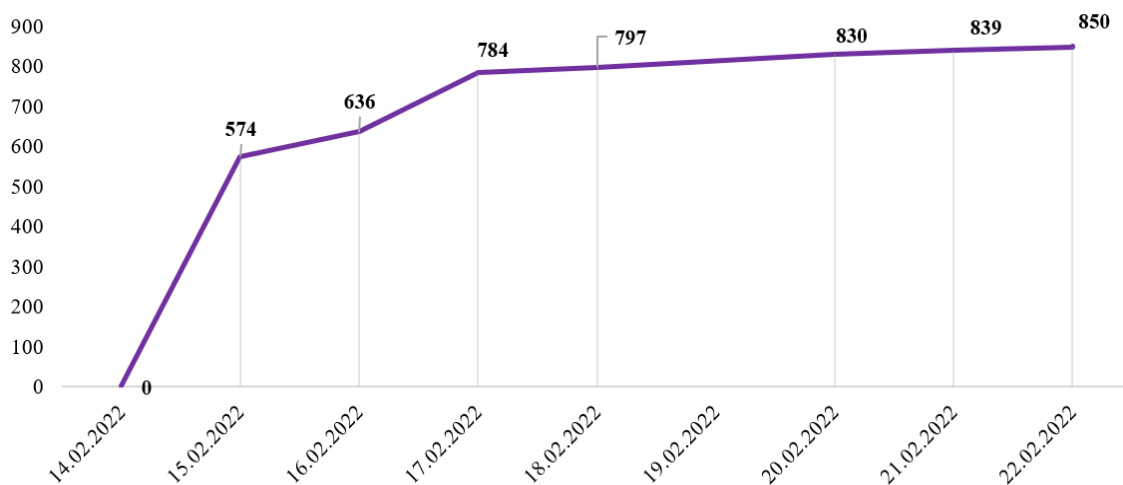


Рис.4. Результати геодезичного моніторингу для точки №5.  
Fig.4. Geodetic monitoring results for point №5.

### ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «ГРУНТОВИЙ МАСИВ СХИЛУ – ПІДПІРНІ СТІНИ»

Для оцінки стійкості схилу та впливу просторової жорсткості утримуючих конструкцій та додаткових конструктивних елементів (контрфорсів, розпірок), при влаштуванні нової підпірної стіни для забезпечення стійкості схилу при розробці глибокого котловану.

Для розрахунку прийнята модель нелінійного деформування ґрунтів Hardening soil model (HSM).

Оцінка стійкості схилу у ПК «Plaxis» визначається шляхом обчислення «коефіцієнта безпеки» при активізації можливих зсувних процесів на схилі. Термін “коефіцієнт безпеки” використано через те, що на основі

числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив схилу – підпирні стіни» з використанням моделі нелінійно-деформованого ґрунту отримано не співвідношення утримуючих сил до зсувних, а напруження і деформації у всіх елементах (ґрунтах, протизсувних спорудах) і для імітації можливих зсувів програмно знижуються параметри міцності ґрунтів.

Розрахунок стійкості методом зниження міцності SRM базується на умові міцності Кулона-Мора, яку можна представити наступним виразом:

$$K_{ст} = \frac{\tau_{гран}}{\tau_{діюче}} = \frac{\sigma_n \cdot tg\varphi + c}{\tau} \quad (1)$$

Розрахункові параметри ґрунтів наведені у таблиці 1.

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.  
Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПГЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів			
		Питома вага ґрунту	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації
		кН/м <sup>3</sup>	кПа	град	МПа
1	Насипний ґрунт	18,50	18	13	8
1'	Насипний ґрунт	19,00	12	13	8
2	Лес	16,70	16	22	8
3	Вапняк	16,50	10	31	40
3а	Вапняк (зсув)	15,80	10	28	30
4	Глина тверда	19,30	60	21	21
4а	Глина тверда (зсув)	19,30	14	11	15
5	Супісок пластичний	19,00	15	19	13
5а	Супісок пластичний (зсув)	19,30	5	16	13
6	Суглинок м'якопластичний	19,10	22	16	12
6а	Суглинок м'якопластичний (зсув)	18,90	9	11	12
7	Лігніт	18,50	7	9	16

Результати оцінки стійкості схилу на етапі до початку будівництва показані на рис. 4. Коефіцієнт безпеки на даному етапі становить  $M_{sf1}=1,12 < 1,30$ , отже стійкість схилу не забезпечена.

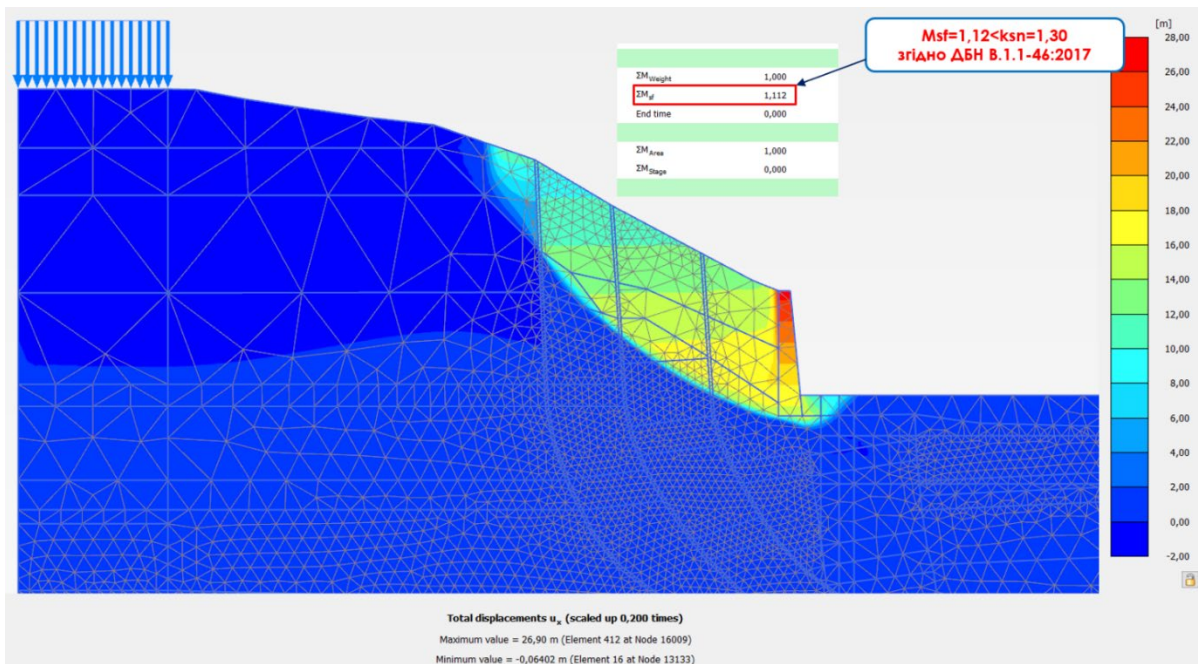


Рис.5. Оцінка стійкості схилу до початку будівництва.  
Fig.5. Assessment of slope stability before the start of construction.

На етапі влаштування підпірної стіни діам. 820 мм, було проведено перевірку проектного рішення, переміщення підпірної стіни склали 1200 мм, що менше за фактичне значення 850 мм, дані результати показані на рис 5.

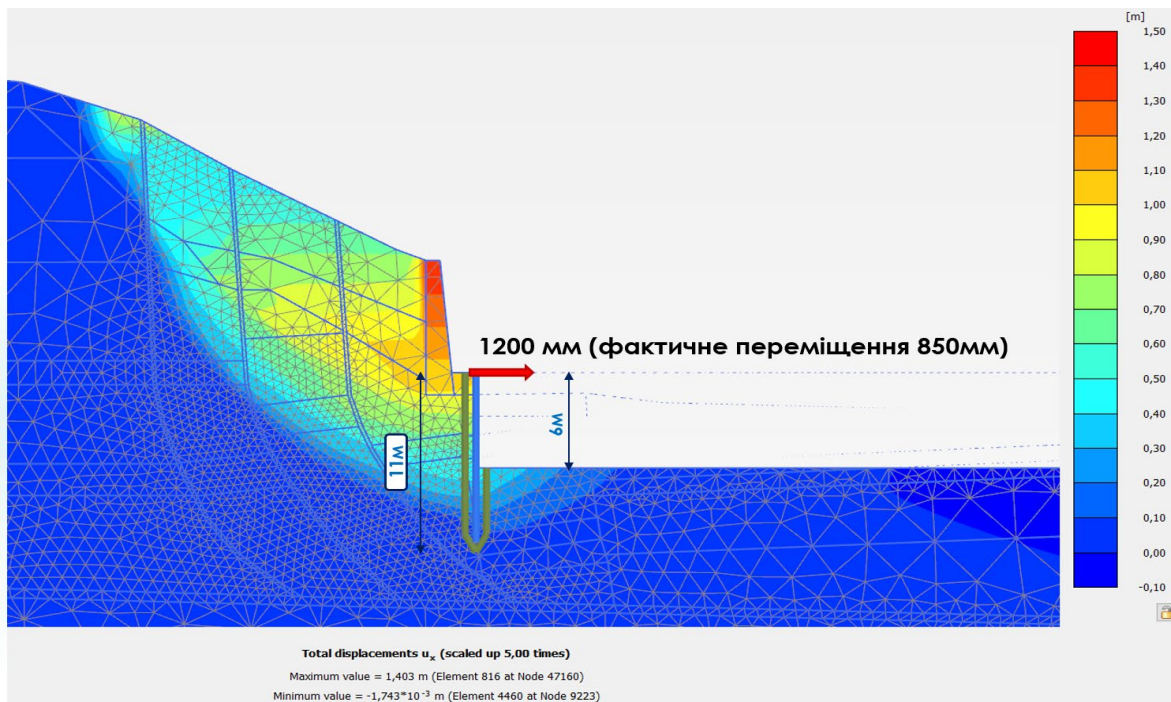


Рис.6. Перевірка існуючого проектного рішення.  
Fig.6. Verification of the existing design solution.



*Розрахунок 1 варіанту влаштування нової підпірної стіни:*

Результати розрахунку 1 варіанту нової підпірної стіни показані на рис. 8. Переміщення підпірної стіни склали 557 мм, коефіцієнт безпеки  $M_{sf2}=1,18 < 1,30$ , стійкість схилу не забезпечена.

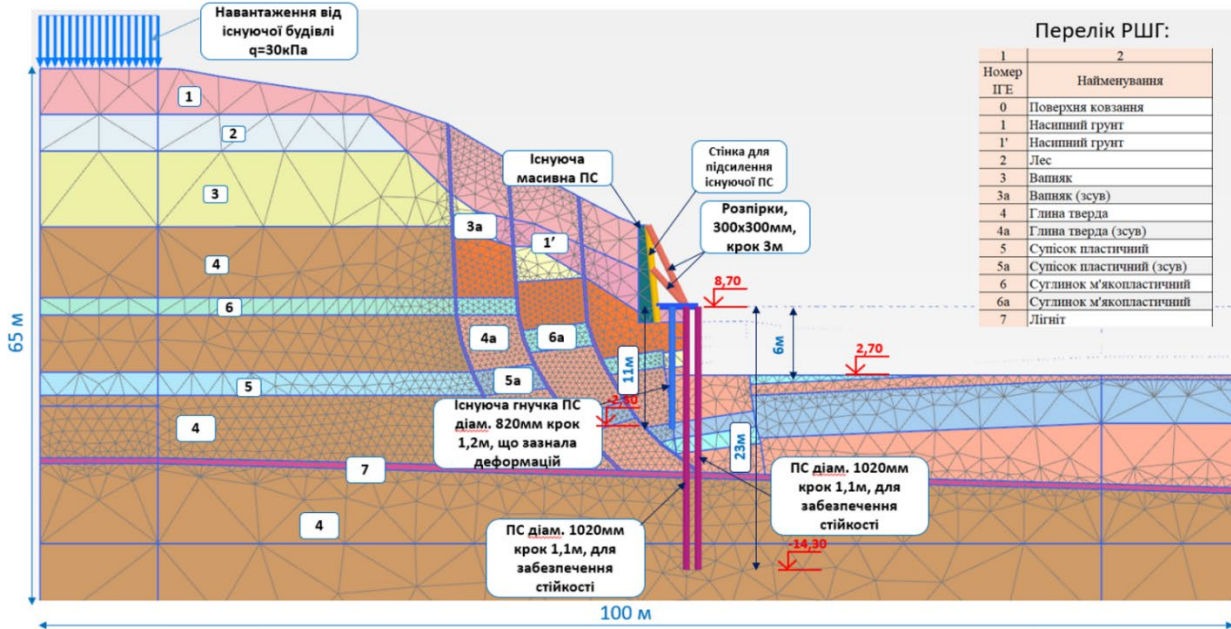


Рис.7. Розрахункова схема 1 варіанту влаштування нової підпірної стіни в програмному комплексі Plaxis 2D.

Fig.7. Calculation scheme of option 1 of the installation of a new retaining wall in the Plaxis 2D software complex.

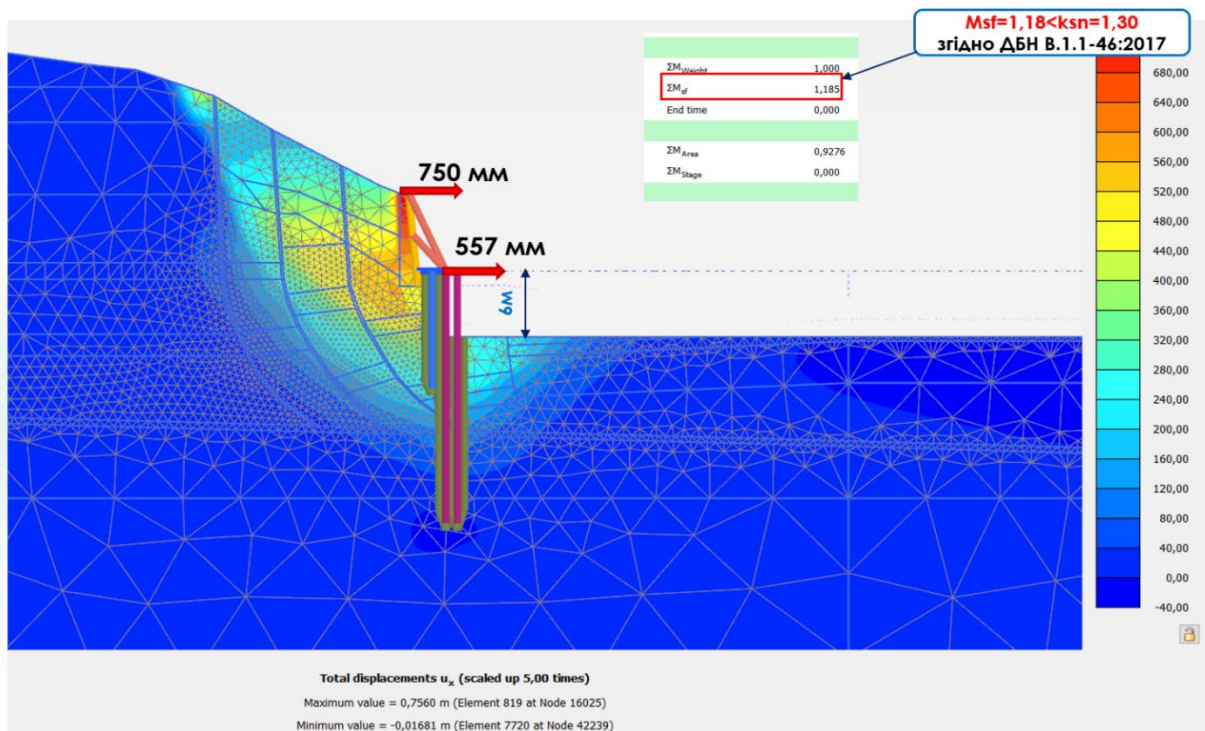


Рис.8. Коефіцієнт стійкості схилу та ізополя горизонтальних переміщень нової підпірної стіни на етапі будівництва для 1 варіанту влаштування нової підпірної стіни.

Fig.8. The coefficient of slope stability of the and horizontal movements of the new retaining wall at the construction stage for 1 variant of the arrangement of the new retaining wall.

*Розрахунок 2 варіанту влаштування нової підпірної стіни:*

Результати розрахунку 2 варіанту нової підпірної стіни показані на рис. 10. Переміщення підпірної стіни склали 202 мм, коефіцієнт безпеки  $M_{sf2}=1,40 > 1,30$ , стійкість схилу забезпечена.

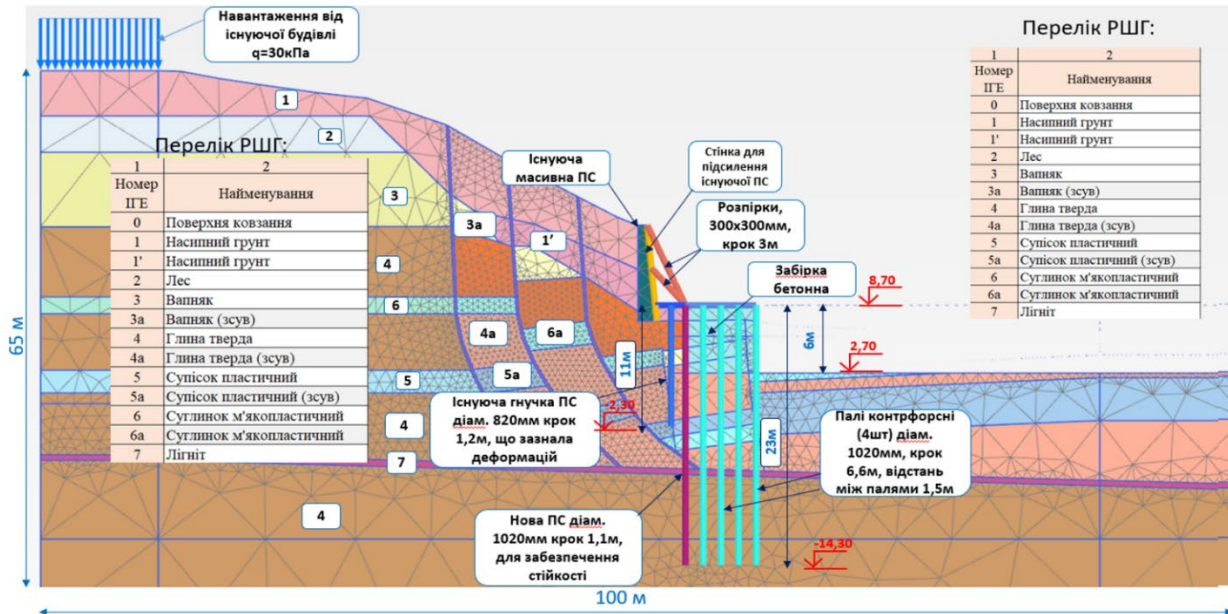


Рис.9. Розрахункова схема 2 варіанту влаштування нової підпірної стіни в програмному комплексі Plaxis 2D.

Fig.9. Calculation scheme of option 2 of the installation of a new retaining wall in the Plaxis 2D software complex.

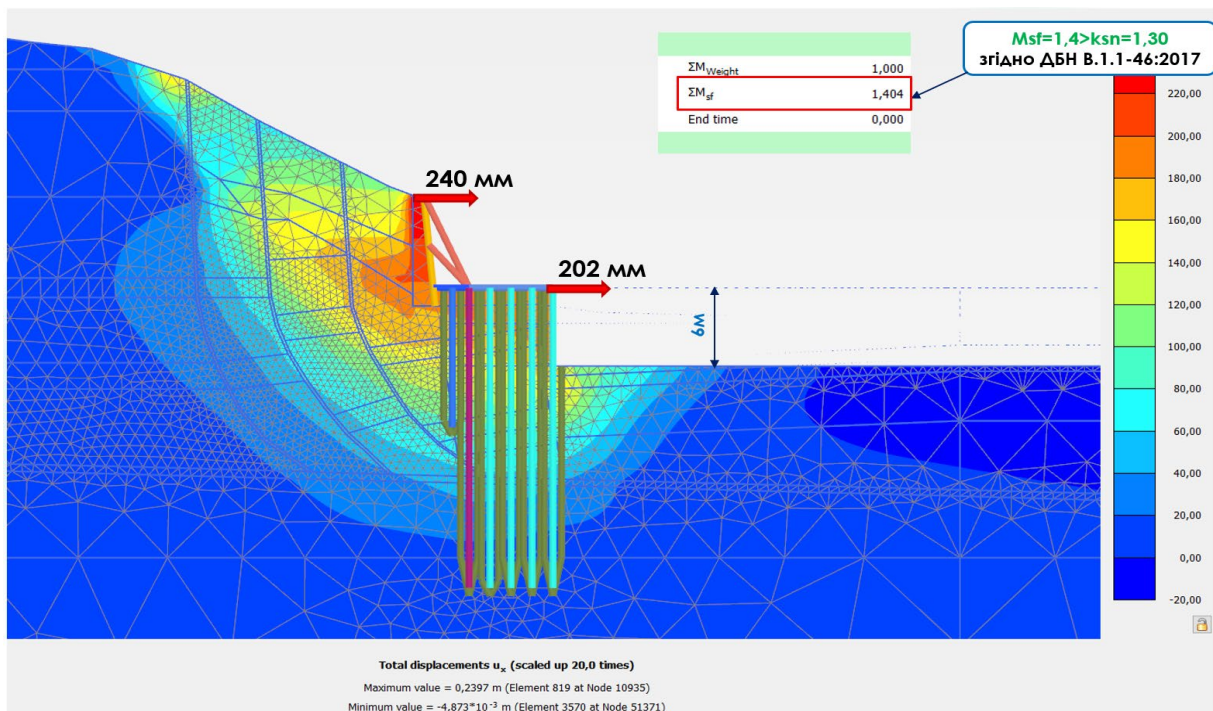


Рис.10. Коефіцієнт стійкості схилу та ізополя горизонтальних переміщень нової підпірної стіни на етапі будівництва для 2 варіанту влаштування нової підпірної стіни.

Fig.10. The coefficient of slope stability of the and horizontal movements of the new retaining wall at the construction stage for 2 variant of the arrangement of the new retaining wall.

*Розрахунок 3 варіанту влаштування нової підпірної стіни:*

Результати розрахунку 3 варіанту нової підпірної стіни показані на рис. 12. Переміщення підпірної стіни склали 35 мм, коефіцієнт безпеки  $M_{sf2}=2,20 > 1,30$ , стійкість схилу забезпечена.

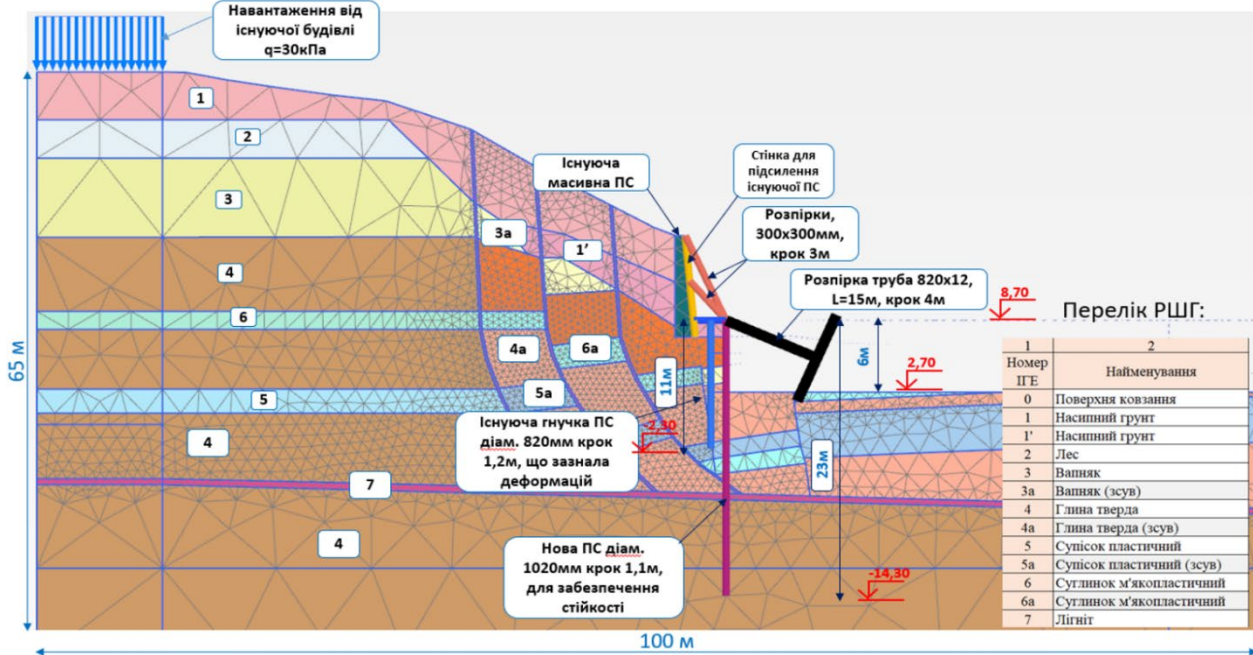


Рис.11. Розрахункова схема 3 варіанту влаштування нової підпірної стіни в програмному комплексі Plaxis 2D.

Fig.11. Calculation scheme of option 3 of the installation of a new retaining wall in the Plaxis 2D software complex.

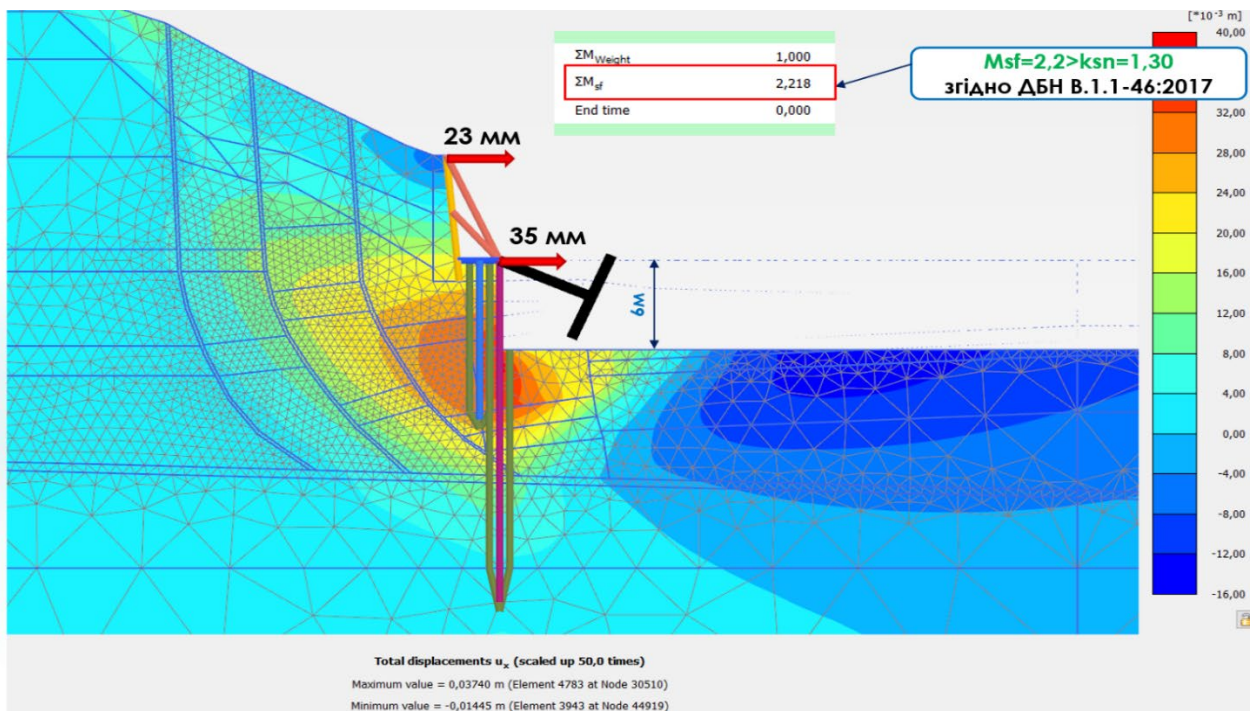


Рис.12. Коефіцієнт стійкості схилу та ізополя горизонтальних переміщень нової підпірної стіни на етапі будівництва для 3 варіанту влаштування нової підпірної стіни.

Fig.12. The coefficient of slope stability of the and horizontal movements of the new retaining wall at the construction stage for 3 variant of the arrangement of the new retaining wall.

ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

За результатами числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтовий масив схилу – підпірні стіни» з використанням виконано порівняння отриманих значень переміщень підпірних стін, та згинальних моментів в підпірних стінах для кожного з відповідних варіантів.

Згинальні моменти отримані за розрахунком трьох варіантів є в 1,74-1,95 разів

меншими для варіантів конструктивних схем з введенням додаткових елементів підвищення жорсткості (контрфорсів, розпірок), переміщення менші в 2,75-15,9 разів в порівнянні з 1 варіантом влаштування підпірної стіни.

Значення максимальних згинальних моментів та відповідне армування показано на рис. 13.

Переміщення підпірних стін наведені у таблиці 2.

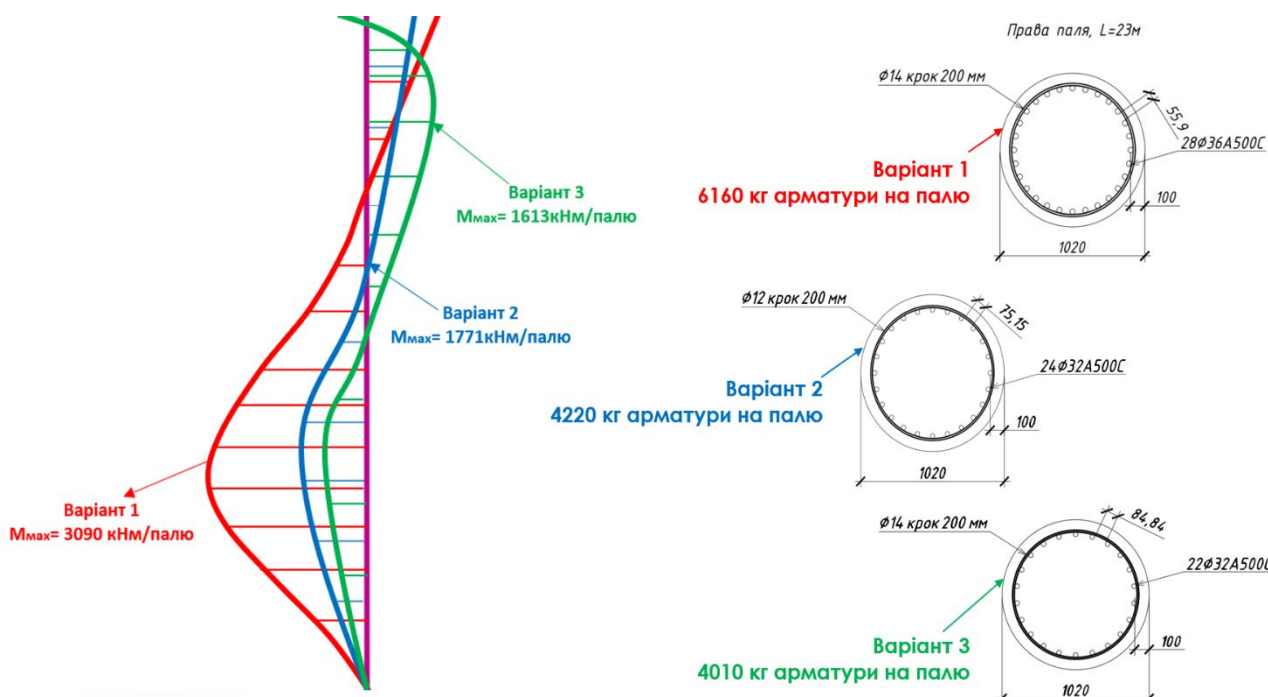


Рис.13. Порівняння значень згинальних моментів та армування для кожного з варіантів.  
Fig.13. Comparison of values of bending moments and reinforcement for each of the options.

Табл. 2. Значення горизонтальних переміщень підпірної стіни.  
Table 2. Value of horizontal displacements of retaining wall.

Варіанти влаштування підпірної стіни	Горизонтальні переміщення
Варіант 1: Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 2 ряди, відстань між рядами паль 1,0м.	557 мм
Варіант 2: Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 1 ряд, посилена контрфорсними палями діам 1020мм з кроком 6,6м. Контрфорсні палі можуть бути видалені з конструкції підпірної стіни після влаштування плити перекриття в зоні відмітки +8,7.	202 мм
Варіант 3: Нова підпірна стіна влаштовується з буронабивних паль діаметром 1020 мм з кроком 1,1м в 1 ряд, посилена розпірками (труба 820x12мм) з кроком 4м. Розпірки можуть бути видалені з конструкції підпірної стіни після влаштування плити перекриття в зоні відмітки +8,7.	35 мм

## ВИСНОВКИ

Показано, що залежно від зміни простої жорсткості підпирних стін шляхом введення додаткових елементів (контрфорсів, розпірок) можна отримати оптимальне рішення і в подальшому ефективно запроектувати комплекс протизсувних споруд.

Продемонстровано, що використання числового моделювання НДС елементів в системі «грунтовий масив схилу - підпирні стіни» дає можливість максимально коректно оцінити НДС конструкцій підпирних стін при зміні їх просторової жорсткості.

Аналізуючи результати розрахунків, можна стверджувати, що переміщення проти-зсувних споруд при влаштування нової підпирної стіни з введенням додаткових елементів для підвищення жорсткості значно менші в порівнянні з виконанням нової підпирної стіни з паль у 2 ряди. Аналогічним чином введення додаткових елементів впливає на перерозподіл згинальних моментів у підпирній стіні.

За результатами розрахунків було визначено витрати матеріалів. Відповідно для підпирної стіни виконаної за 1 варіантом конструювання витрати бетону становлять 1051,9 м<sup>3</sup>, витрати арматури – 317 т, при кількості паль 56 шт. Для 2 варіанту витрати матеріалів при кількості паль 43 шт. становлять: 901,8 м<sup>3</sup> бетону та 202,8 т арматури. Для 3 варіанту витрати матеріалів при кількості паль 28 шт. становлять: 525,96 м<sup>3</sup> бетону та 112,34 т арматури і 29,04 т прокату труби. Згідно з даних результатів найбільш ефективним та економічно доцільним є 3 варіант влаштування нової підпирної стіни.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Бондарева Л.О. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпирних стін складних конфігурацій / Л.О.Бондарева, В.С.Носенко, А.Р.Маламан // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 45. – С.9-21. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
2. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-деформованого стану зсувного схилу. / М.Л.Зоценко, Ю.Л.Винников, М.О.Харченко,

В.І.Марченко, А.М.Виноградова, В.О.Костенко, В.А.Титаренко // *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ, – 2013. – Вип. 3(38). Том 1. – С.160-196.

3. Козлова Т.В. Виявлення хвильових деформційних процесів зсувних схилів північно-західного Причорномор'я за даними інструментальних спостережень / Т.В.Козлова, Є.А.Черкез // *«Вісник Одеського національного університету. Сер.: Географічні і геологічні науки»*. – Одеса: Одеський національний університет імені І. І. Мечникова. – 2021. – Вип. 2 (39). Том 26. – С.149-164. DOI: 10.18524/2303-9914.2021.2(39).247157
4. Ручківський В.В. Напружено-деформований стан підпирних стін в залежності від їх конструкцій / В.В.Ручківський // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С.76-82. DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82
5. Черкез Є.А. Оцінка ролі факторів формування та розвитку зсувів одеського узбережжя / Є.А.Черкез, Д.В.Мелконян // *«Вісник Одеського національного університету. Географічні і геологічні науки»*. – Одеса: Одеський національний університет імені І. І. Мечникова. – 2009. – Вип. 16. Том 14. – С.268-279.
6. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. USA. – 1963. – 89. P.115-144.
7. Schanz T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. / Т.Schanz, Р.А.Vermeer // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam. – 1999. – 1. P.281-290.

## REFERENCES

1. Bondareva L.O., Nosenko V.S., Malaman A.R. (2022). Vykorystannia 2D ta 3D modeliuвання dlia otsinky napruzhenno-deformovanoho stanu pidpirnykh stin skladnykh konfiguracyi. [Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations]. *Naukovo-tehnicnyi zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 45, 9-21 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
2. Zotsenko M.L., Vinnikov Yu.L., Harchenko M.O., Marchenko V.I., Vinogradova A.M., Kostenko V.O., Titarenko V.A. (2013). Modelyuvannya napruzhenno-deformovanoho

- stanu zsuvnogo shilu. [Simulation of the stressed-deformed state of soil massif of landslide slope]. *Zbirnik naukovih prats (galuzeve mashinobu-duvannya, budivnitstvo)*. Poltava: PolNTU, 3(38), 160-169 (in Ukrainian).
3. Kozlova T.V., Cherkez Y.A. (2021). Vyiavlennia khvylovykh deforma-tsiinykh protsesiv zsu-vnykh skhyliv pivnichno-zakhidnoho Prychor-nomoria za danymy instrume-ntalnykh spostere-zhen. [Identification of wave deformation pro-cesses of the landslide slopes of the northwestern Black Sea coast based on the data of instrumen-tal observations]. «*Visnyk Odeskoho natsional-noho universytetu. Ser.: Heohrafichni i heolo-hichni nauky*». Odesa: Odeskyi natsionalnyi uni-versytet imeni I. I. Mechnykova. 2 (39), Vol. 26, 149-164 (in Ukrainian). DOI: 10.18524/2303–9914.2021.2(39).247157
  4. Ruchkivskiy V.V. (2020). Napruzhenno-deformo-vanyi stan pidpirnykh stin v zalezhnosti vid yikh konstruktzii. [Stress-strain state of retaining walls depending on them construction]. *Nau-kovo-tehnicnyi zbirnik «Osnovi i fundamenti*». Kyiv: KNUBA, 40, 76-82 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82
  5. Cherkez Ye.A., Melkonian D.V. (2009). Otsinka roli faktoriv formuvannia ta rozvytku zsuviv odeskoho uzberezhzhia. [Valuation of formation and development factors of the odessa coast landslide]. «*Visnyk Odeskoho natsionalnoho universytetu. Heohrafichni i heolohichni nauky*». Odesa: Odeskyi natsionalnyi univer-sytet imeni I. I. Mechnykova. 2 16, Vol. 14, 268-279 (in Ukrainian).
  6. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 89, 115–144.
  7. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam, 1, 281–290.

**Assessment of the reasons for the loss of stability of the retaining wall and the choice of slope stabilization options, taking into account the use of retaining walls of different rigidity**

*Viktor Nosenko,  
Artur Malaman*

**Summary.** An assessment of the reasons for the loss of stability of the sliding slope and the manifestation of significant movements of the existing

retaining walls is presented, as well as the selection of measures to stabilize the slope by installing one of the variants of retaining walls of different rigidity is performed.

To assess the stability of the slope and select the effective parameters of the retaining walls, a numerical simulation of the stress-strain state (SSS) of the elements "soil massif of the slope - retaining walls" was performed. Modeling was carried out by the method of finite elements using the "Plaxis" software complex in a non-linear setting, taking into account changes in the parameters of structures and soils at different stages of modeling.

An assessment of the real movements of the retaining walls and the reasons for the loss of slope stability at the initial stage was carried out using geodetic monitoring.

A characteristic engineering-geological section in the zone of the greatest deformations of the existing anti-slide structures was chosen for modeling the calculation scheme.

Numerical calculations of the retaining walls, which were carried out using the finite element method, involve taking into account the technological sequence of the construction of the retaining walls and modeling the step-by-step development of the pit. Modeling was performed in several stages:

- 1) Formation of soil SSS in the current natural state;
- 2) Assessment of the stability of the slope before the start of construction, in the presence of an old massive retaining wall made of limestone blocks.
- 3) Assessment of the stability of the slope in the version of the original design solution with a retaining wall made of short bored piles with a diameter of 820 mm and taking into account the development of the pit to the design mark.
- 4) Modeling of SSS elements "soil array of the slope - retaining walls" with different options of the new retaining wall in order to choose an effective option that will ensure the possibility of developing the pit to the design marks and stabilizing the slope.

Based on the results of numerical modeling of slope stabilization options with retaining walls of different designs and rigidity, the consumption of materials for each of the options was determined and the most effective option was selected.

Studies have shown that depending on the change in the spatial rigidity of the retaining walls by introducing additional elements (buttresses, struts) it is possible to obtain an optimal solution and, in the future, to effectively design a complex of anti-landslide structures.

**Key words:** retaining walls, numerical modeling, slope stability, geodetic monitoring.