

5. New livery for tarmac wagons [Text] / Online. – 2011. – Issue 17. – 2 p.
6. Our freight wagons [Text] / DB Schenker, 2013. – 113 p.
7. Freight cars major metals [Text] / Trains, 2015. – 20 p.
8. Tracks Across the Gulf [Text] / Marine Technology, 2012. – P. 50–53.
9. Andersson, E. Rail Vehicle Dynamics [Text] / E. Andersson, M. Berg, S. Stichel. – KTH Railway Technology, Stockholm, 2007.
10. Wickens, A. H., The dynamics of railway vehicle – From Stephenson to Carter, Proc. Instn. Mech. Engrs. [Text] / Wickens, A. H. – 212 (Part F), 1999. – P. 209 – 217.
11. Шиманский, Ю. А. Динамический расчет судовых конструкций [Текст] / Ю. А. Шиманский. – Л.: Государственное издательство судостроительной промышленности, 1963. – 444 с.
12. Крылов, А. Н. Качка корабля [Текст] / А. Н. Крылов. – М.: Воениздат, 1938. – 295 с.

*На прикладі забудови схилу розглянуто вплив техногенних факторів на формування зсувних деформацій. Показана роль техногенних факторів в активізації зсувних процесів. На основі методу скінченних елементів (МСЕ) зроблено аналіз напружено-деформованого стану (НДС) схилу та проведена прогнозна оцінка стійкості зсувонебезпечної території при влаштуванні споруд інженерного захисту*

*Ключові слова: схил, зсувонебезпечна територія, метод скінченних елементів, підпірна стінка, основа*

*На примере застройки склона показано влияние техногенных факторов на формирование оползневых деформаций. Показана роль техногенных факторов в активизации оползневых процессов. На основе метода конечных элементов (МКЭ) сделан анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) склона и проведена прогнозная оценка устойчивости оползнеопасной территории при устройстве сооружений инженерной защиты*

*Ключевые слова: склон, оползнеопасная территория, метод конечных элементов, подпорная стенка, основание*

УДК 624.131

DOI: 10.15587/1729-4061.2015.43727

# ДОСЛІДЖЕННЯ АКТИВІЗАЦІЇ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВИ НА ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛАХ ПРИ ТЕХНОГЕННІЙ ДІЇ

Є. Ю. Петренко

Кандидат технічних наук, доцент\*

E-mail: ed2952@voliacable.com

М. Махді Гараканлу

Аспірант\*

E-mail: mehdi\_qsa@yahoo.com

\*Кафедра основ і фундаментів

Київський національний університет

будівництва і архітектури

пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, Україна, 03680

## 1. Вступ

Будівельна галузь постійно потребує залучення все більшої кількості потенційних майданчиків для проектування та зведення споруд різного призначення. Така нагальна потреба вимагає використання територій, що в недалекому минулому або не розглядалися взагалі як майданчики будівництва, або розглядалися частково. До таких сильно еродованих територій відносяться і зсувонебезпечні ділянки. Рациональне і безпечне використання територій в межах впливу споруд на схилах потребує визначення їх напружено-деформованого стану (НДС) як від дії особистої ваги ґрунту, так і при додатковому статичному навантаженні (наприклад вплив проектуемого або надбудова існуючого будинку). Нормативні документи вимагають поряд із розглядом НДС схилу визначати і його коефіцієнт стійкості  $K_{st}$ , значення якого залежить від багатьох природних та техногенних факто-

рів. Граничні значення  $K_{st}$  для основних сполучень навантажень впливають на вибір протизсувних захисних споруд та їх розташування в плані [1]. Дійсне значення  $K_{st}$  можна отримати лише визначивши розташування потенційної поверхні скозання (ППС), що в більшості випадків має складну конфігурацію [2]. На практиці найбільш достовірну геометричну форму ППС можна отримати завдяки використанню інструментального обладнання (наприклад інклінометрів). Але ефективно, рациональне використання такої апаратури можливо лише при зануренні їх у потенційно ослаблені ділянки в межах інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) зсувного або зсувонебезпечного схилу. Тому вирішення такого складного, комплексного питання, як отримання дійсної картини зміни НДС зсувонебезпечного схилу при додатковому статичному навантаженні можливо лише в межах нелінійної механіки ґрунтів із застосуванням чисельних методів розрахунку [2–5].

## 2. Аналіз літературних даних і постановка проблеми

Забудова зсувонебезпечних схилів пов'язана не тільки із з'ясуванням стійкості такої території, але і можливістю прояву техногенних факторів. Вони можуть суттєво вплинути на саму можливість забудови та експлуатацію споруд на такий ділянці. Тому необхідно робити прогнозну оцінку стану схилу на всіх етапах як будівництва так і подальшої експлуатації споруд [2, 6].

В роботі розглянута роль цілого ряду техногенних причин, що комплексно спричинили зсувні деформації на схилі. Показано, що прогнозна оцінка стану такої території є необхідною умовою її раціонального інженерного захисту.

Використання моделей ґрунтового середовища в межах лінійних рішень механіки ґрунтів не завжди дають адекватну оцінку стану зсувонебезпечних територій [2, 7]. Врахування деформацій тільки пружного характеру і нехтування їх практичною складовою призводять до того, що схили стійкі по лінійним розрахункам є нестійкими в реальних умовах. Використання в проектній практиці і будівництві на зсувонебезпечних територіях інженерних розрахунків досить часто призводить до необґрунтованого спрощення стану ґрунтового середовища. Ґрунт, як відомо, є складним, багатофазним, дисперсним середовищем. Тому зміна пористості ґрунта, залежить не тільки від суми головних напружень, але пов'язано і з розвитком пластичних деформацій зсуву вже на початковій стадії навантаження. А якщо враховувати ще й такі фактори як гідростатична та гідродинамічна сили, одночасна присутність в ґрунтовому середовищі зон пружного і пластичного станів стане зрозуміло, що за допомогою лінійних розрахунків неможливо адекватно оцінити взаємодію цих процесів [2, 8, 9]. Крім того, на рівень НДС впливають і техногенні фактори (будівництво різних споруд, підрізка схилів, водонасичення ґрунтів схилу, бараж і т. д.). Важливо, що взаємодія підпірних споруд, будівель на схилі з ґрунтовою основою є нелінійним процесом. В роботах [4, 10, 11] відмічається необхідність використання рішень нелінійної механіки ґрунтів для визначення НДС ґрунтових масивів в межах зсувонебезпечних схилів. Подальший розвиток розрахункових методів буде пов'язаний з розширенням використання математичних аналогів ґрунтових моделей на основі чисельних методів розрахунку. Для таких задач і пропонується методика, що дозволяє врахувати як природні умови, так і змінні техногенні фактори на зсувонебезпечних територіях з врахуванням пластичного деформування ґрунтів в рамках системи "схил-підпірна споруда-будівля" [9, 10].

## 3. Мета і задачі дослідження

Метою роботи є дослідження поведінки зсувонебезпечного схилу при комплексному техногенному навантаженні.

Для досягнення зазначеної мети необхідно вирішити наступні задачі:

- розробити та реалізувати комплексну модель взаємодії системи "схил-підпірна споруда-будівля" при нелінійній деформації ґрунтів;
- виконати чисельне моделювання поведінки системи "схил-підпірна споруда-будівля" в нелінійній постановці та змінних техногенних факторах;

- розглянути стійкість схилу та його напружено-деформований стан з урахуванням роботи системи "схил-підпірна споруда-будівля". Дати оцінку можливості інженерного захисту такої території;

- з'ясувати особливості роботи системи "схил-підпірна споруда-будівля" при комплексному техногенному навантаженні в умовах нелінійної поведінки ґрунтової основи.

## 4. Дослідження поведінки системи "схил-підпірна споруда-будівля"

Вплив техногенних факторів на стійкість схилів є одним з основних чинників порушення рівноваги зсувонебезпечної території. Дія такого впливу може бути нетривалою, але наслідки носити незворотній, прогресуючий характер. На прикладі забудови схилу на правому березі р. Дніпро в районі м. Ржищева показані наслідки впливу техногенних факторів.

Ця територія була забудована понад 80 років тому. Раніше на цій ділянці було розташовано до 12 будинків приватного сектору. В 2006 році на цьому місці було зведено 3 індивідуальні будинки.

Житлові будинки зведені за індивідуальними проектами. За своєю конструкцією вони характеризуються:

а) будинки № 2 (середній) та № 1 – двоповерхові, монолітні житлові будинки з підвалами. Будинок № 2 на паливних фундаментах  $\varnothing$  150мм і довжиною до 5 метрів, а № 1 на фундаментах неглибокого закладання.

б) будинок № 3 – одноповерховий дерев'яний житловий будинок з підвалом та мансардою, зведений на фундаментах неглибокого закладання.

На підставі польових робіт і лабораторних досліджень, з врахуванням вишукувань минулих років, на майданчику можна виділити наступні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ-1 – рослинний шар – супісок темно-сірий, неоднорідний, від твердого до пластиного стану, підвищеної пористості та стисливості, слабо гумусований (органічної речовини до 1.8...3.8%), на ділянках рекультивації гумусований, потужністю 0.1...0.3 м;

ІГЕ-2 – еолово-делювіальній супіски лесові, палево-жовті, карбонатні, тверді, просідаючі під дією додаткових навантажень;

ІГЕ-3 – еолово-делювіальні лесові суглинки, палево-жовті, карбонатні, тверді, просідаючі під дією додаткових навантажень;

ІГЕ-4 – водно-льодовикові суглинки, буровато- та червоножовті, від твердої до текучопластичної та текучої консистенції, з гніздами та прошарками пісків та супісків, гніздами конкрецій карбонатів. Потужність суглинків збільшується вгору по схилу. В нижній частині схилу вони частково перевідкладені делювіальними процесами;

ІГЕ-5 – водно-льодовикові супіски, сірувато-жовтого, жовтувато-сірого та зеленувато-сірого кольору, з прошарками пілуватих пісків, пластичної та текучої консистенції;

ІГЕ-6 – водно-льодовикові суглинки, від бурого до буровато-жовтого кольору, тугопластичної консистенції, з гніздами та прошарками до 3...5 см дрібного піску, включенням карбонатних стяжок;

ГЕ-7 – піски сірі, кварцеві, дрібні, середньої щільності, від малого ступеню водонасичення до насичених водою, з гніздами піску середньої крупності та м'якопластичного суглинку;

ГЕ-8 – наглинок – суглинок зеленувато-сірий та сірий, слюди́стий, тугопластичний, на окремих ділянках перевідкладений (перем'ятий);

ГЕ-9а – київський мергель – глина спонділова, зеленувато-сіра, тугопластична, сильно тріщинувата, слюди́ста, місцями перем'ята;

ГЕ-9 – київський мергель – глина спонділова, зеленувато-сіра, тверда, щільна, слюди́ста;

ГЕ-10 – пісок бучакського ярусу, кварцевий, зеленуватий, від дрібного до пилюватого, середньої щільності та щільний, насичений водою.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчика наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ ГЕ	С, кПа	φ, град	Е, МПа	ρ, г/см <sup>3</sup>	Коеф. Пуассона, ν
1. Насипний шар	--	--	--	1.50	--
2. Супісок лесовий	22 16	22 19	22 7	1.60 1.91	0.30
3. Суглинок лесовий	18 11	19 17	14 7	1.78 1.96	0.32
4. Суглинок	25 20	23 18	17 12	1.75 1.98	0.35
5. Супісок	12	24	12 9	1.85 1.99	0.32
6. Суглинок	23	21	14	1.87	0.35
7. Пісок дрібний	1	30	20	1.68 1.98	0.30
8. Наглинок (суглин.)	24	20	15	1.91	0.35
9. Глина спонділова, тугопластична	40	18	20	1.95	0.42
9а. Глина спонділова, тверда	82	21	20	1.84	0.42
10. Пісок (бучак)	2	32	26	2.01	0.30

Примітка: в чисельнику дані для ґрунтів природної вологості, в знаменнику – при водонасиченні

За час освоєння і будівництво в межах території було допущено цілий ряд помилок, що стали причинами активності зсувних деформацій:

1. Перекриття ґрунтом при плануванні території природних шляхів фільтрації і розвантаження на схилі підземних вод, потік яких в природних умовах формується з боку плато. Це значно збільшило гідродинамічний і гідростатичний тиск підземної води, привело до підвищення рівня підземних вод (до 1.0...1.5 м від поверхні) та пониження міцності ґрунтів в масиві і, як наслідок, зменшило рівновагу загальної системи зсувних і утримуючих сил, що діють на схилі.

2. Нагірної канава виконана без влаштування лотків;

3. Неорганізований полив газонів, влаштування вигрібних ям без відповідних водозахисних заходів.

4. Відсутність облаштування джерел виходу підземної води (каптаж), що розташовані вище будинків по схилу.

5. Певна вирубка дерев (акації та горіху), зняття рослинного шару на території, що оточує будинки.

6. Невірне переміщення ґрунтових мас по схилу та вертикальне планування в межах брівки схилу.

7. Влаштування штучних водоймищ-басейнів, що не мають достатньої гідроізоляції.

При вишукуваннях було з'ясовано, що на території майданчика забудови йдуть активні зсувні процеси, що носять техногенний характер. В несучих конструкціях будинків з'явилися тріщини пов'язані з впливом зсувних деформацій. Весь зсувний масив можна охарактеризувати як глибинний зсув фронтального характеру, спричинений техногенними факторами, що підтверджується наявністю декількох рядів майже паралельних тріщин заколів. Таким чином, упорядкування території і введення в експлуатацію будинків, що виконані з відхиленням від нормативних вимог забудови зсувонебезпечного схилу привели до перенасичення вологою ділянки і активізації зсувних деформацій, які зачепили і самі будинки. Для оцінки стану схилу і зведених будинків, були проведені вишукування на майданчику, які розкрили геологічну будову схилу по розрахунковим поперечникам, що проходили через кожен з будинків. Як приклад, в даній статті, розглянемо розрахунковий профіль А-А, що є характерним для всього схилу (рис. 1).

Найбільш поширений і універсальний чисельний метод для розв'язання такого класу задач є метод скінченних елементів (МСЕ) [4, 5, 12–15]. В рамках МСЕ для розгляду НДС використовується моментна схема методу скінченних елементів (МСМЕ) [5]. Напружено-деформований стан ґрунтової основи в запропонованому програмному комплексі SATER.SOIL розглядається в термінах фізичних компонент тензорів напружень та деформацій [9, 10]. Це зумовлено необхідністю використання косокутних скінченних елементів (СЕ) для апроксимації складних інженерно-геологічних умов майданчика будівництва. З одного боку, урахування змінності компонент метричного тензору в площині поперечного перерізу елемента дозволяє отримати швидко збіжність результатів, з іншого, застосування елемента з інтегруванням в явному вигляді та осередненням характеристик в його центрі, веде до значного скорочення чисельних розрахунків [5, 6]. На цій базі і використовується скінченний елемент, що поєднує переваги означених вище підходів.

Високі вимоги до точності моделювання реальних процесів деформування ґрунтового середовища ведуть до необхідності розгляду систем рівнянь великих розмірностей. Тому значне розповсюдження отримали алгоритми, що комбінують прямі та ітераційні методи розв'язання систем лінійних та нелінійних рівнянь. Найбільш універсальним і економічним серед них є алгоритм заснований на поєднанні методу додаткових навантажень, ітераційної процедури Ньютона-Канторовича та блокового методу послідовної верхньої релаксації [5]:

$$\{U\}_{i+1}^n = \{U\}_i^n + \omega [K]^{-1} (\{Q\}_i^n - \{R\}_i^n), \quad (1)$$

де  $\{R_o\}_i^n$  вектор вузлових амплітудних реакцій на ітерації і кроку n по параметру, що враховує розвиток пластичних деформацій. Компоненти вектору  $\{R_o\}_i^n$  визначаються в результаті розгляду скінченно елементної області та поєднання компонент векторів окремих елементів [5] (результат обходу скінченно елементної області та ансамблювання компонент векторів окремих елементів [6])

$$\begin{aligned} \{\tau_\sigma\} &= \left\{ \left\{ \tau_\sigma^{k'} \right\}_{(S_1, S_2)} \right\} = \\ &= \left\{ \sum_{\beta=1}^2 [B_\beta]^T \{\sigma_\beta\} + \frac{1}{12} \sum_{\alpha=1}^2 [B_\beta]_\alpha^T \{\sigma_\beta\}_\alpha \right\} \sqrt{g}, \end{aligned} \quad (2)$$

– напруження  $\{\sigma\}_i^n$  на ітерації  $i$  кроку  $n$  по параметру, що входять в (2), обчислюються за формулою  $\{\sigma\}_i^n = \{\sigma\}_{i-1}^n + \{\Delta\sigma\}_i^n$ . Прирошення напружень  $\{\Delta\sigma\}_i^n$  визначаються із приращень деформацій за допомогою закону Гука, а саме:

$$\{\Delta\sigma\}_i^n = [D] \left( [B] \{\Delta U\}_i^n + [B] \{\Delta U\}_{i-1}^n \right). \quad (3)$$

Корекція напружень на кожній ітерації кроку по параметру здійснюється згідно з ділатансійною теорією запропонованою В. Н. Ніколаєвським [5].

Деформування ґрунтового середовища характеризується одночасним протіканням великої кількості складних фізико-механічних процесів. Чимало сучасних нелінійних моделей ґрунтового середовища орієнтовані на розв'язання такого класу задач завдяки використанню або значної кількості вхідних параметрів, або навпаки невиправдовано мінімізуючи їх кількість. Перевагами тієї чи іншої моделі є насамперед обґрунтована мінімальна кількість її вхідних параметрів, простота та достовірність їх визначення у відповідності до діючої нормативної літератури. Використана в представленому програмному комплексі SATER.SOIL модифікована модель ґрунтового середовища, в основу якої покладена ділатансійна теорія В. Н. Ніколаєвського [5, 9, 10], має теоретичне та експериментальне обґрунтування, ясну фізичну інтерпретацію та обмежено необхідну кількість відомих вхідних параметрів основи. Критерієм граничного стану для даного комплексу є модифікована умова Мізеса-Шлейхера-Боткіна.

Для визначення коефіцієнта стійкості схилу  $K_{st}$  використовуються методика проф. Ломбардо В. М. [3].

Крім  $K_{st}$ , для більш адекватної оцінки зміни НДС схилу на всіх етапах завантаження, включаючи її історію, використаємо ступінь наближення напруженого стану до граничного. Відомо, що руйнування ґрунту в деякій області ще не приводить до його глобального зміщення. Але якщо значна область ґрунтового масиву, що має вільну поверхню, переходить у граничний стан, тоді зсувні пластичні деформації будуть носити прогресуючий характер і як наслідок схил буде знаходитись в граничному стані. При використанні чисельних методів збільшення дискретизації розрахункової області призводить до локалізації зон зсувних пластичних деформацій. При чисельному рішенні задачі отримані значення нормальних і дотичних напружень інтерполюються в точки на кривій сковзання, по якій і вираховується нормальна і дотична складові напружень. Цей параметр, який позначимо  $S_d$ , характеризує поточний напружений стан елементарного об'єму ґрунту по відношенню до його граничного стану, що визначається поверхнею навантаження. Виходячи з цього в задачах нелінійної механіки ґрунтів параметр  $S_d \geq 1$ .

$$S_d = \frac{-S_0 \operatorname{tg}\Psi + \tau_s}{T}, \text{ при } \sigma_0 < H, \quad (4)$$

де  $S_0$  – параметр гідростатичного тиску:  $S_0 = \sigma_0$  при

$H < \sigma_0 \leq p_0$ ,  $S_0 = p_0$  при  $\sigma_0 > p_0$ ;  $\sigma_0 = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \sigma^{ii}$ ;  $H = \tau_s / \operatorname{tg}\Psi$ ;

$p_0 = -2$  МПа;  $\Psi$  – кут тертя на октаедричній площині,

$\operatorname{tg}\Psi = \frac{6\sqrt{3} \sin\phi}{9 - \sin^2\phi}$ ,  $\phi$  – кут внутрішнього тертя ґрунта;

$\tau_s = \frac{6\sqrt{3} c \cos\phi}{9 - \sin^2\phi}$  – зчеплення на октаедричній площині;

$c$  – зчеплення ґрунта;  $T = \sqrt{\frac{1}{2} S^{ij} S_{ij}}$  – інтенсивність до

тичних напружень,  $S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0$ . При  $\sigma_0 \geq H$  ступінь наближення напруженого стану до граничного вважається рівним одиниці ( $S_d = 1$ ).

Також важливим чинником вивчення поверхневих і глибинних зсувних процесів є детальний аналіз гідродинамічної моделі поля швидкостей потоків ґрунтових вод. Рівняння нерозривності фільтраційного потоку в повністю водонасичених ґрунтах має вигляд:

$$\frac{\partial M}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho_s V_i) + f, \quad (5)$$

де  $M$  – маса води в одиниці об'єму ґрунту виражається через коефіцієнт його пористості  $e$  і щільність  $\rho_s$  співвідношенням:

$$M = \rho_s e, \quad (6)$$

де  $V_i$  – вектор швидкості перенесення рідкої фази з компонентами,  $V_{i_i}$  ( $i = 1, 2, 3$ ),  $f = f(x_i, t, q)$  – питома продуктивність джерел (стоків) маси, яка може залежати від інтенсивності транспірації вологи корінням рослин.

У рівнянні (5) функція  $f$  зазвичай вибирається у вигляді:

$$f = \operatorname{div} q_p + q_p s + f_M, \quad (7)$$

де перший доданок визначає внесок маси за рахунок перенесення пара зі швидкістю  $q_p$ , друге – за рахунок транспірації вологи кореневою системою рослин, третє – за рахунок конденсації або випаровування.

Вектор швидкості фільтрації ґрунтових вод пропорційний величині напору:

$$V_f = -k' \operatorname{grad}(H), \quad (8)$$

де  $k'$  збігається з коефіцієнтом вологопровідності  $k_a$  для зони аерації і коефіцієнтом фільтрації  $k_f$  для зони повного насичення. Величина  $e$  – п'єзометричної напором, залежним не тільки від гідродинамічного тиску  $p$ , а й від геометричної висоти точки  $x_1$  над площиною порівняння напорів.

$$H = \frac{1}{g_0} \int_0^p \frac{d\xi}{\rho_s(\xi)} + x_1. \quad (9)$$

Розглянемо плоский перетин обмежений поверхнею  $S$ . Фільтраційні характеристики середовища змінюються довільним чином всередині області  $S$ . До-

сліджувана область перебуває в умовах вологобміну з навколишнім середовищем, задані напори і потоки рідини на кордонах області, початковий розподіл напорів.

Процес фільтрації в пружному режимі в двовимірному тілі описується диференціальним рівнянням:

$$\frac{1}{\sqrt{g}} \frac{\partial}{\partial x^i} \left( k g^{ij} \sqrt{g} \frac{\partial H}{\partial x^j} \right) + f_0 - \lambda \frac{\partial H}{\partial t} = 0, \quad i, j = 1, 2 \quad (10)$$

де  $H = H(z^i, t)$  невідома функція п'єзометричного напору;  $t$  – час;  $z^i$  – координати точок середовища в базисній системі координат;  $f_0$  – Питома продуктивність джерел (стоків) рідини;  $k = k(z^i, H)$  – коефіцієнт фільтрації;  $\lambda$  – параметр, що визначає постановку задачі фільтрації (у розглянутій постановці  $\lambda = \gamma_s (m_0 \beta_0 + \beta_1)$ ) і рівняння (10) моделює фільтрацію в пружному режимі в умовах статичного навантаження і рівняння стану  $\gamma_s = \text{const}$ ,  $m_0$  – початкова пористість,  $\beta_0$  – коефіцієнт стисливості рідини,  $\beta_1$  – коефіцієнт стисливості шару ґрунту).

Результатом рішення задачі (10) є поле напорів в поперечному перерізі масиву ґрунту для даного інтервалу часу. Швидкість фільтрації ґрунтових вод представляється компонентами в глобальній системі координат  $V_i$ , ( $i=1, 2$ ), які визначаються виразами:

$$V_i = -k_f \frac{\partial H}{\partial x^i} c_i^j. \quad (11)$$

Завдання інтегрування рівняння нестационарної фільтрації (10) з початковими і граничними умовами еквівалентна задачі визначення функції напору  $H$  забезпечує стаціонарність відповідного функціоналу  $\chi(H)$ . Необхідною і достатньою умовою стаціонарності функціоналу є:

$$\delta\chi(H) = \int_V \left[ k \frac{\partial H}{\partial x^i} \frac{\partial (\delta H)}{\partial x^i} g^{ij} + \lambda \frac{\partial H}{\partial t} \delta H \right] dV + \int_{S_2} q \delta H dS. \quad (12)$$

Одним з найбільш важливих результатів рішення нестационарної задачі фільтрації (12) є можливість визначення положення депресійної кривої і відповідного розподілу напорів  $H$  для подальшого обчислення повної системи гідродинамічних сил, що діють на зсувній схил.

Гідродинамічна сила є об'ємною силою і визначається з виразу:

$$P_w = -\gamma_w \text{grad } \bar{H}, \quad (13)$$

де  $\gamma_w$  – питома вага води.

Далі гідродинамічна сила використовується при вирішенні задачі нелінійного деформування ґрунтового середовища як зовнішнє навантаження.

Як вже відмічалось, прикладом практичного використання програмного комплексу SATER.SOIL є аналіз зміни НДС схилу при додатковому статичному навантаженні на одному із експериментальних майданчиків на правому березі р. Дніпро біля м. Ржищів Київської області.

При чисельній реалізації схил на основі інженерних вишукувань був представлений як скінчено-елементна дискретна модель із елементною сіткою, що має 11 фрагментів, кожен з яких є окремим інженер-

но-геологічним елементом. На першому етапі вирішувалась задача визначення НДС схилу від власної ваги ґрунту. Вирішення задач здійснювалося по розрахунковим профілям, що характеризують інженерно-геологічні, гідрогеологічні і геоморфологічні особливості ділянки в межах забудови та прилеглої території. Визначений НДС від власної ваги ґрунту по кожному розрахунковому профілю приймався як базовий для подальших розрахунків.

Розглянемо послідовно варіанти формування НДС схилу, починаючи з простого випадку (власної ваги, ґрунтів природної вологості) та закінчуючи складним прогнозним варіантом (з використанням протизсувних порід).

Для постановки задачі, як зазначалось раніше, є формування НДС стану схилу від дії власної ваги ґрунту по вибраному розрахунковому профілю А-А (рис. 1).

Перша постановка здійснювалась для визначення НДС схилу від дії власної ваги ґрунту (рис. 2). Нижня і верхня частини схилу є зосередженням зон пластичних деформацій. Крім того, у верхній частині середини схилу спостерігаються також досить значні зони розвитку пластичних деформацій.

Ці фактори, а також складна геологічна будова майданчика обумовили конфігурацію і місцезнаходження потенційної поверхні ковзання для даного розрахункового профілю (рис. 2). Потенційна поверхня ковзання проходить в межах пластичних сушісків ПГЕ-5. Для даного профілю характерна двоярусна зсувна система. Нижня частина схилу в профілі також нестійка – ця частина схилу має зсувне ложе по спондиловим глинам.

Коефіцієнт запасу  $k_{st}$  для верхньої і середньої частини схилу при природній вологості складає 1.48. Нижня частина схилу характеризується  $k_{st}=1.01$ . Отже, до початку активного освоєння цієї території частина схилу знаходилась в стійкому стані. Зведення будинку дещо змінило НДС середньої частини схилу (рис. 3). Біля торцевої стінки утворилась зона пластичних деформацій. Горизонтальні переміщення будинку склали при цій постановці (при природній вологості) 1.5 см а осідання при забудові до 11 см.

Нижня частина схилу, де утворились виходи джерел підземної води по спондиловій глині, була нестійкою. Максимальні горизонтальні переміщення склали 13 см (табл. 3). При техногенному впливу на режим підземних вод і інтенсивному підйомі їх рівня середня частина схилу включилась в зсувний процес разом із верхньою частиною (рис. 4).

Для цієї постановки характерно збільшення зон пластичних деформацій і їх значень (рис. 4). При цьому горизонтальні переміщення будинку склали 4.8 см, а осідання до 20.9 см. Біля торцевої стіни будинку концентрація пластичних деформацій збільшилась і приводить до утворення тріщин-заколів (рис. 4). В самому будинку спостерігається розвиток тріщин в несучих конструкціях.

В нижній частині схилу максимальні горизонтальні переміщення збільшились до 27.1 см (табл. 3). Тут спостерігається накопичення прогресуючих пластичних деформацій.

Виходячи із інженерно-геологічних умов для даної території запропоновано наступне рішення по інженерному захисту.

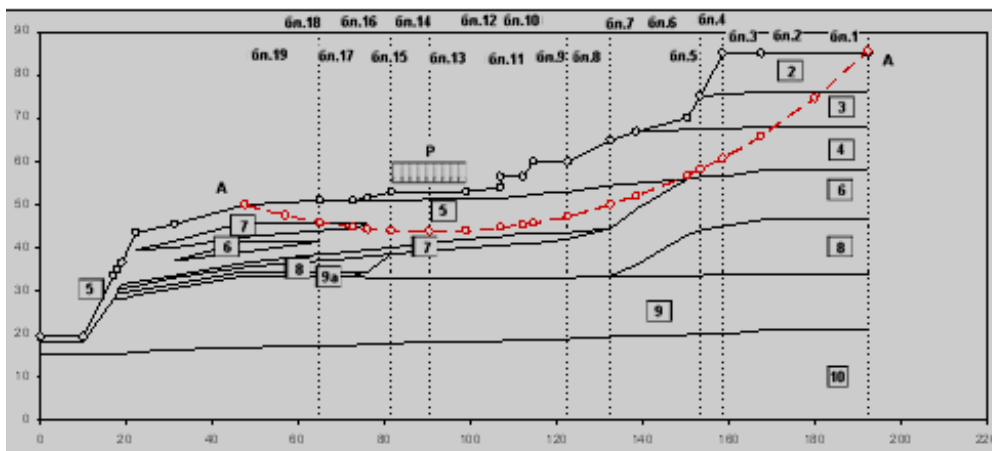


Рис. 1. Інженерно-геологічна будова схилу ( $P=0.2 \text{ Mpa}$ )

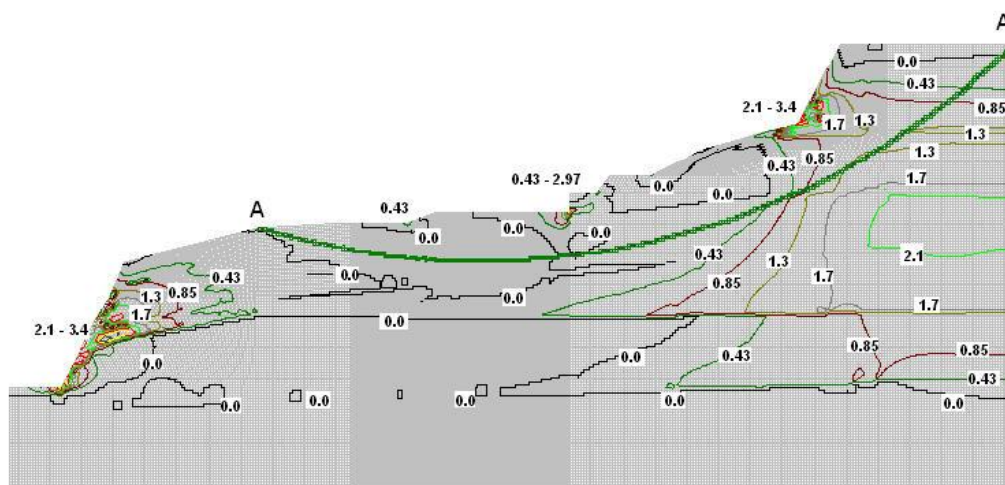


Рис. 2. Ізолінії інтенсивностей пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага схилу при природній вологості ґрунтів

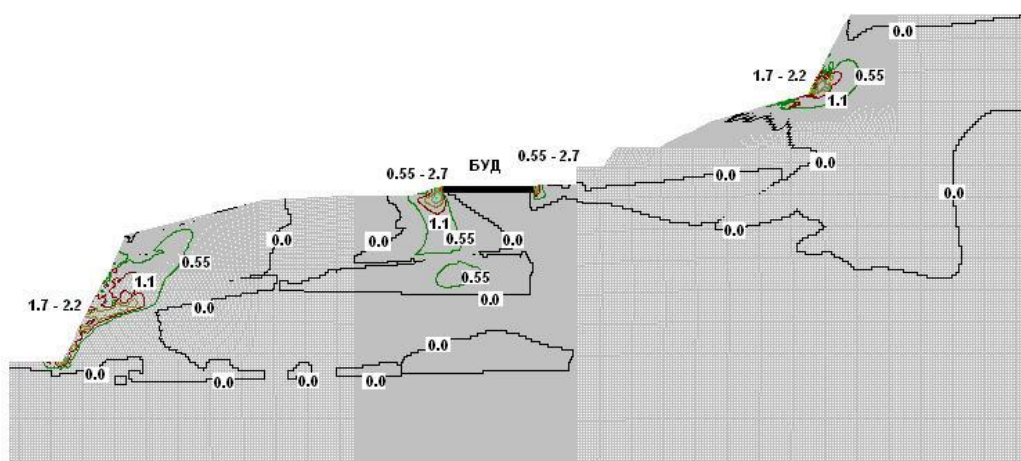


Рис. 3. Ізолінії інтенсивностей додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при природній вологості ґрунтів

Першою постановкою в цьому напрямку було влаштування підпірної стінки ПС-1 з буронабивних паль ( $\varnothing 1200 \text{ мм}$ , довжиною 25 м), заведених в спондилові глини нижче кори вивітрювання при природній вологості ґрунтів (рис. 5). Для цієї задачі максимальне переміщення ПС-1 складало 16.0 см, а будинку – 14.1 см.

Зсувний тиск на цю утримуючу споруду складе: при природній вологості 155.3 т/м пог, а при водонасиченні 314.3 т/м пог. При цьому нижня частина схилу має максимальні переміщення до 40.5 см (табл. 3). Таким чином, навіть при природній вологості ґрунту утримуюча споруда не забезпечить нормальної експлуатації будинку.

Наступною постановкою для розрахункового профілю А-А було влаштування сумісної підпірної стінки ПС-1 та ПС-2 у вигляді обойми (рис. 6). Результати розрахунку показують, що в межах середньої частини схилу не спостерігається додаткових пластичних деформацій. Максимальні горизонтальні переміщення системи „ПС-1 – будинок – ПС-2” складає 2.4 см.

У верхній частині схилу спостерігається тенденція до зменшення величини пластичних деформацій (рис. 6), а в нижній його частині – зниження максимальних горизонтальних переміщень з 40.5 см до 30.6 см (табл. 1). Зсувний тиск для даної утримуючої споруди складе: при природній вологості ґрунту – 173.6 т/м пог, а при водонасиченні – 329.5 т/м пог.

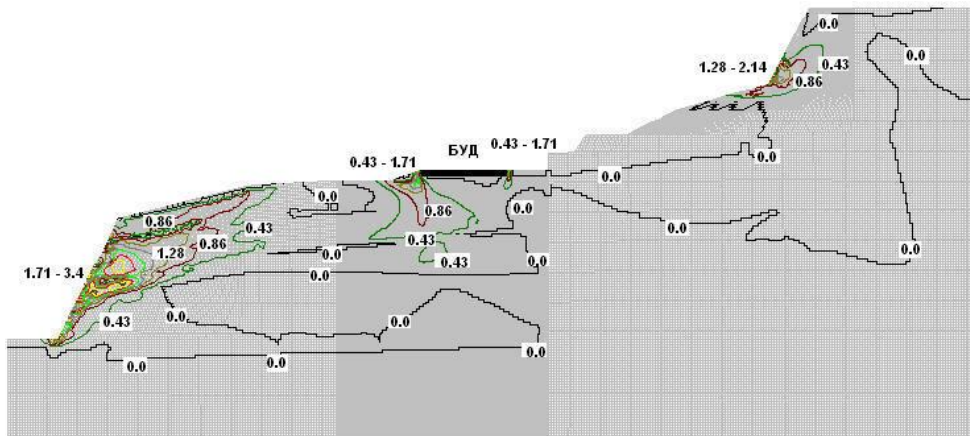


Рис. 4. Ізолінії інтенсивностей додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при водонасиченні ґрунтів схилу

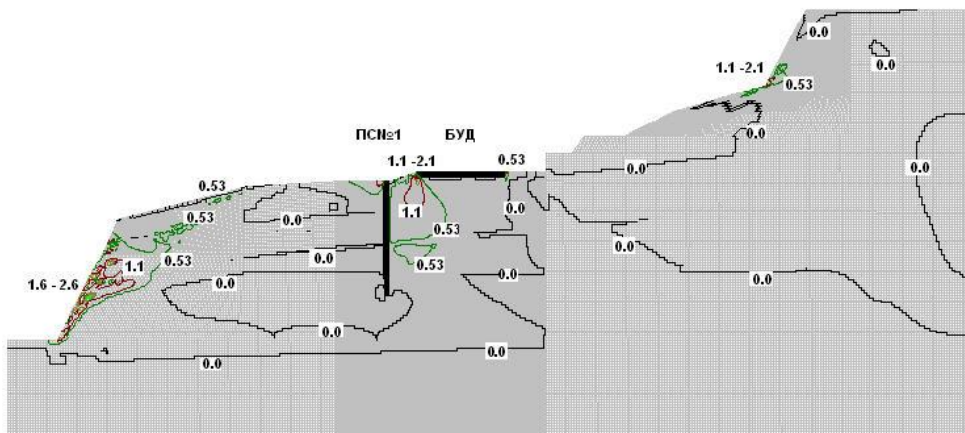


Рис. 5. Ізолінії інтенсивностей додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при водонасиченні ґрунтів схилу, врахування дії захисної споруди ПС № 1 під дією розрахункових навантажень

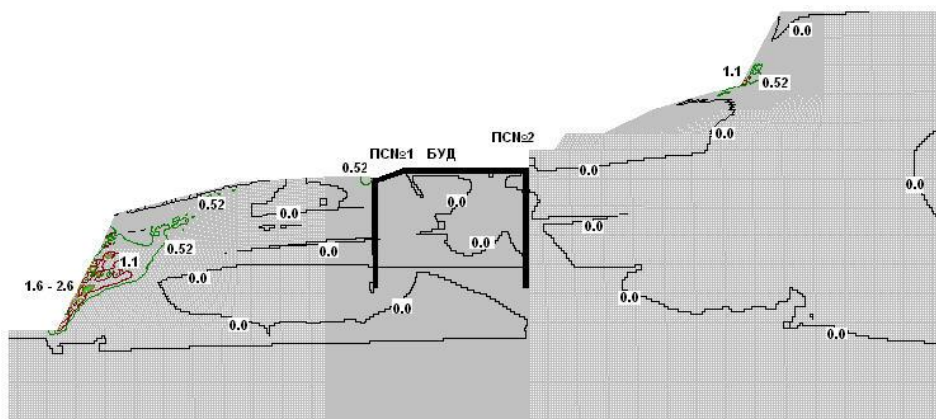


Рис. 6. Ізолінії інтенсивностей додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при водонасиченні ґрунтів схилу, врахування дії блоку захисних споруд ПС № 1 та ПС № 2 під дією розрахункових навантажень

Наступною постановкою для розрахункового профілю А-А є влаштування ПС-2 з дворядної пальнової конструкції (рис. 7). Для цієї задачі система „ПС-1 – будинок – ПС-2” має максимальні горизонтальні переміщення 1.34 см (табл. 2). Також спостерігається загальна тенденція до затухання пластичних деформацій.

Таким чином, стійкість середньої частини схилу буде забезпечена. Поверхня ковзання в нижній частині схилу формується на покрівлі спондилової глини і утворює єдину зсувну систему в межах розрахункового профілю (рис. 7).

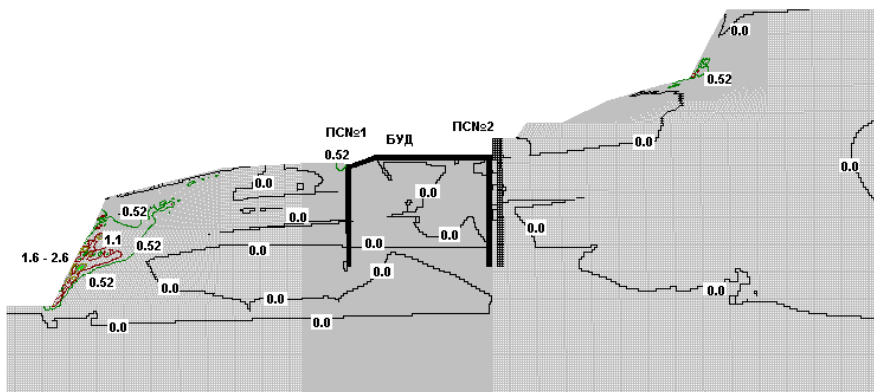


Рис. 7. Ізолінії інтенсивностей додаткових пластичних деформацій, %.

Постановка: власна вага будинку при водонасиченні ґрунтів схилу, урахування дії блоку захисних споруд ПС № 1 та ПС № 2 під дією розрахункових навантажень. ПС № 2 – виконана із двох рядів паль

Зсувна поведінка нижньої частини схилу не змінюється. Коефіцієнт безпеки нижньої частини схилу складає 0.98, тобто схил знаходиться в нестійкому стані вже при природній вологості ґрунтів. При насиченні водою  $k_{st}$  зменшується до 0.89. Поверхня ковзання утворюється по спондиловій глині. Таким чином, утворюється двоярусний зсув, що може бути об'єднаним в єдину зсувну систему на схилі. Це вказує на необхідність проведення додаткових робіт по закріпленню берегу. Іншими словами, зберігаючи при даному проектному рішенні будинок, нижня частина схилу залишається в нестійкому стані і є каталізатором зсувних деформацій до ПС-1. Закріплення нижньої частини схилу необхідно здійснити за допомогою додаткової утримуючої споруди у вигляді підпірної стінки ПС-3 з буронабивних паль  $\varnothing 800...1200$  мм (довжиною не менше 20 м). Ця стінка влаштовується на 5 м вище підніжжя нижньої частини схилу. Для зменшення зсувного тиску між ПС-1 і новою ПС-3 в межах нижньої частини схилу необхідно здійснити терасування території. Ці заходи дадуть позитивний результат тільки в тому випадку, коли буде влаштований контрфорсний дренаж (перпендикулярний до р. Дніпро). Такий дренаж у вигляді траншеї шириною до 1.0 м, що заповнюється гравійно-піщаною сумішшю, виконується методом „стіна в ґрунті”. Виконання дренажу дозволить відвести поверхневі та підземні води, а також значно зменшити вологість самих ґрунтів по схилу. Очевидно, що в цьому випадку таке явище, як „баражний ефект” внаслідок влаштування паливних рядів буде відсутнє.

## 5. Результати досліджень поведінки системи ”схил-підпірна споруда-будинок”

Майданчик забудови індивідуальних житлових будинків розташований на території, де зсувні деформації утворились внаслідок комплексної дії техногенних факторів. Техногенно утворений глибинний зсув фронтального характеру обумовив появу численних тріщин заколу на поверхні схилу, розташованих паралельно одна одній практично в межах всього майданчика забудови. Зсувні деформації спричинили появу тріщин в несучих конструкціях будинків. Для припинення подальших

деформацій в конструктивних елементах будинків необхідно влаштування захисних споруд у вигляді підпірних стін із буронабивних паль, що утворюють обійми навколо існуючих будинків. При цьому верхня частина підпірної стіни має бути дворядною, а вся обійма з'єднана суцільним монолітним залізобетонним ростверком. Буронабивні палі можуть мати діаметр 1000...1200 мм та довжину 25 м. Враховуючи складний гідрогеологічний режим схилу, буронабивні палі необхідно влаштовувати під захистом обсадних труб. Нижня частина схилу нестійка як з техногенних, так і з природних причин (переробка берегової лінії, явища

ерозії і т. п.). Ця частина схилу без інженерного захисту буде постійним каталізатором утворення зсувних деформацій. Тому необхідно виконати закріплення нижньої частини схилу в межах робіт по закріпленню берегу за рахунок влаштування на 5 м вище підніжжя нижньої частини схилу буронабивних паль діаметром 800...1200 мм та довжиною 15...20 м. За підпірною стіною з боку схилу треба влаштувати привантажуючий контрбанкет (щебінь), а вище по схилу до ПС-1 – терасування схилу для зменшення його ваги і усунення можливості утворення повторних тріщин-заколів. Розглянуті проти-зсувні заходи по інженерному захисту території дадуть позитивний результат в тому випадку, якщо додатково буде виконаний „контрфорсний дренаж” (траншейний), перпендикулярний до берегової лінії. Цей дренаж відводить підземні води з території, а також зменшує вологість ґрунтів, що складають схил. Допоміжним заходом по упорядкуванню гідрогеологічної ситуації є влаштування валів-обвалування у верхній частині схилу. При цьому необхідно забезпечити нормальне водовідведення поверхневих вод. Тобто всі розглянуті проти-зсувні заходи по інженерному захисту території повинні носити комплексний характер. Тільки в цьому випадку буде досягнуто припинення зсувних деформацій і схил буде знаходитись в стабілізованому стані.

## 6. Висновки

На основі проведених чисельних розрахунків зроблені наступні висновки:



1. Розроблена модель взаємодії системи "схил-підпірна споруда-будівля", що дозволяє враховувати НДС зсувонебезпечної території при пластичному деформуванні ґрунтового середовища.

2. Запропонована модель системи "схил-підпірна споруда-будівля" дозволяє отримати горизонтальні переміщення та осадки будівель в межах зсувонебезпечного схилу, а також дає можливість оцінити дійсну картину НДС ґрунтового середовища при комплексній техногенній дії.

3. Виявлено суттєву зміну НДС при природному навантаженню (дія масових сил) та техногенному впливу. Показано зміну НДС схилу при використанні різних конструкцій інженерного захисту та їх ефективність.

4. Представлена ґрунтова модель, що дає можливість комплексної оцінки роботи системи "схил-підпірна споруда-будівля" при техногенному навантаженні з врахуванням нелінійної поведінки ґрунту, оцінити внесок гідростатичної та гідродинамічної складових в загальну систему сил, що взаємодіють на схилі.

#### Література

1. ДБН В.1.1-3-1997. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення [Текст] / К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 1998. – 41 с.
2. Билеуш, А. И. Оползни и противооползневые мероприятия [Текст] / А. И. Билеуш. – Киев: Наукова думка, 2009. – 560 с.
3. Ломбардо, В. Н. Учет напряженно-деформированного состояния при расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин [Текст] / В. Н. Ломбардо, М. Е. Грошев, Д. И. Олимпиев // Гидротехническое строительство. – 1986. – № 7. – С. 16–18.
4. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К. Бате, Е. Вилсон; пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.
5. Сахаров, А. С. Метод конечных элементов в механике твердых тел [Текст] / А. С. Сахаров, В. Н. Кислюкий, В. В. Киричевский и др. – Киев: Вища школа, 1982. – 479 с.
6. Cheng, Y. M. Studies on six heuristic global optimization methods in the location of critical slip surface for soil slopes [Text] / Y. M. Cheng, L. Li, S. C. Chi // Comput Geotech. – 2007. – Vol. 34. – P. 462–484.
7. Griffiths, D. V. Slope stability analysis by finite elements [Text] / D. V. Griffiths, P. A. Lane // Geotechnique. – 1999. – Vol. 49, Issue 3. – P. 387–403. doi: 10.1680/geot.1999.49.3.387
8. Gasmu, J. M. Infiltration effects on stability of a residual soil slope [Text] / J. M. Gasmu, H. Rahardjo, E. C. Leong // Computers and Geotechnics. – 2000. – Vol. 26, Issue 2. – P. 145–165. doi: 10.1016/S0266-352X(99)00035-X
9. Петренко, Е. Ю. Математична модель ерозії в зоні глобальної техногенної дії [Текст] / Е. Ю. Петренко, І. І. Солодей, М. Махді Гараханлу // Основи і фундаменти: Міжвідомчий наук.-техн. збірник. – 2014. – Вип. 35. – С. 125–139.
10. Петренко, Е. Ю. Чисельні дослідження НДС схилу та проектування захисних споруд [Текст] / Е. Ю. Петренко, І. І. Солодей // Основи і фундаменти: Міжвідомчий наук.-техн. збірник. – 2005. – Вип. 29. – С. 109–116.
11. Chen, J. Slope stability analysis using rigid element [Text]: PhD thesis / J. Chen. – Hong Kong Polytechnic University, 2004.
12. Duncan, J. M. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analyses of Slopes [Text] / J. M. Duncan // Journal of Geotechnical Engineering. – 1996. – Vol. 122, Issue 7. – P. 577–596. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(577)
13. Song, E. Finite element analysis of safety factor for soil structure [Text] / E. Song // Chinese J Geotech Eng. – 1997. – Vol. 19, Issue 2. – P. 1–7.
14. Steele, D. P. The use of live willow poles for stabilising highway slopes [Text] / D. P. Steele, D. J. MacNeil, D. Barker, W. McMahon // TRL Report TRL619. Crowthorne: TRL Limited, 2004.
15. Tiande, M. Evolution Model of Progressive Failure of Landslides [Text] / M. Tiande, M. Chongwu, W. Shengzhi // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 1999. – Vol. 125, Issue 10. – P. 827–831. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:10(827)