

АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ ТА СПОРУДИ

УДК 539.3:624.071:624.01

Прусов Д.Є., к.т.н, Мінакова А.О.

АДІ ДВНЗ «ДонНТУ», м. Горлівка

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ СТІЙКОСТІ ҐРУНТОВИХ УКОСІВ ЗА РОЗВИТКОМ ОБЛАСТЕЙ ЛОКАЛЬНИХ ЗСУВІВ В ЇХ ОСНОВІ

Розглянуто питання стійкості ґрунтових укосів. Проведено порівняльний аналіз чисельними і аналітичними розрахунками стійкості укосів шляхом перевірки міцності ґрунту та дослідженням його напружено-деформованого стану в заданих умовах і ступеню розвитку при цьому областей локальних зсувів у ґрунті основи.

Вступ

Дослідження і розрахунки при проектуванні ґрунтових укосів, як правило, проводять за деформаціями. Послідовність геотехнічних досліджень, розрахунків, спостережень за деформаціями у природі повинні бути підпорядковані оптимальному проектуванню основ, а критерієм оптимальності проектування повинні виступати співвідношення розрахункових і граничних деформацій, що спостерігаються. Умова за першим граничним станом, звичайно, завжди повинна виконуватися. З іншого боку, умова за деформаціями — більш гнучка, тому що перш ніж ґрунти основи починають руйнуватися, у них вже спостерігаються деформації близькі до граничних чи нормальні, при яких умови експлуатації будівель або споруд можуть бути порушені.

Аналіз останніх досліджень і публікацій свідчить, що існуючі норми та емпіричні залежності при оцінці стійкості ґрунтових укосів призводять до необґрунтованого запасу або, навпаки, до їх руйнування, а деякі сучасні технології будівництва є новими і ще не знайшли відображення у нормативних документах [1, 2, 3]. Сучасні підходи до аналізу зазначених систем припускають його проведення лише засобами числового моделювання, що вимагає використання сучасної комп'ютерної бази та відповідного математичного апарату. Складність розв'язання відповідних проблемних задач полягає не лише у створенні або використанні відповідних методик, а насамперед у прийнятті обґрунтованої фізичної моделі, що найбільш коректно описує нелінійні процеси деформування матеріалу середовища, у тому числі моделі матеріалу ґрунту, а також у виборі розрахункових схем та реалізації спеціальних алгоритмів розрахунку, які забезпечують достовірність результатів (даних) розрахунку. Ситуація ускладнюється ще й тому, що на сьогодні відсутні універсальний метод чи модель, які можна застосовувати до будь-якого геологічного середовища. Отже, кожна постановка задачі повинна включати власний аналіз на достовірність та особливий підхід, що є актуальною проблемою механіки ґрунтів, сучасного проектування та числового моделювання для забезпечення надійного та економічного вирішення тієї чи іншої проблеми.

Метою роботи є проведення співставлення залежностей зміни напружено-деформованого стану ґрунтових укосів та їх основ шляхом розв'язку задачі з використанням різних підходів та методів для обґрунтування створеної методології та подальшого її використання у дослідженнях напружено-деформованого стану і стійкості ґрунтових укосів, а також отримання залежностей для визначення параметрів їх оптимального проектування.

Викладення основного матеріалу дослідження

Моделювання та оцінку напружено-деформованого стану і стійкості ґрунтового півпростору проведено у співставленні результатів аналітичних і чисельних розрахунків з гранично допустимими деформаціями та переміщеннями, з урахуванням можливих локальних областей втрати стійкості та розвитку пластичних деформацій. У зв'язку з цим розглядається постановка плоскої задачі нелінійно-деформованого твердого тіла з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності із використанням розробленої методології співвідношень на основі механіки суцільного середовища з використанням співвідношень моментної схеми скінченних елементів та аналітичної нелінійної теорії пружності та пластичності в приростах [4, 5]. Застосування теорії пружності для розв'язування задач механіки ґрунтів забезпечує достатньо точний опис напружено-деформованого стану ґрунтового простору в граничному та надграничному стані.

При значній висоті укосу, за наявності в його основі слабких ґрунтів, під впливом власної ваги може статися випір ґрунту з подальшим зсувом укосу. Однією з можливих перевірок стійкості укосу на випір ґрунту основи укосу є перевірка міцності ґрунту шляхом дослідження його напружено-деформованого стану в заданих умовах та ступеню розвитку при цьому областей локальних зсувів у ґрунті основи.

Алгоритм розрахунку з визначення стійкості основи укосу полягає у наступному:

- 1) для деяких точок ґрунту основи визначаються величини головних напружень σ^1, σ^2 ;
- 2) за отриманими значеннями головних напружень, згідно з діаграмою Мора, з урахуванням всебічного стискання

$$P_{\varepsilon} = \frac{c}{\operatorname{tg} \theta_{\max}}, \quad (1)$$

визначається значення кута відхилення θ_{\max} — кута, що створений лінією дії повного напруження та нормаллю до розглядуваної площадки;

- 3) за отриманими значеннями θ_{\max} будуються ізолінії цієї величини в досліджуваній області півпростору;

4) виділяється зона областей зсувів, де $\theta_{\max} > \varphi_I$;

- 5) визначається ступінь стійкості основи відкосу за формулою:

$$K_{\text{зан}} = \frac{\gamma_{II} z_{\text{обл.роз.}}}{\Delta P}, \quad (2)$$

де γ_{II} — об'ємна вага ґрунту основи за другим граничним станом;

$z_{\text{обл.роз.}}$ — відстань від дна виїмки до границі області розвитку локальних зсувів;

ΔP — різниця між навантаженням на основу відкосу, що викликає появу зони локальних зсувів, і навантаженням, що не викликає в жодній точці основи появу $\theta_{\max} > \varphi_I$ ґрунту основи.

Розглянемо тестовий приклад для викладеної задачі розрахунку на стійкість ґрунту в основі виїмки. Виїмка для влаштування водоканалу проектується глибиною $H = 30,0$ м, закладення укосів 1:2, та шириною по дну виїмки каналу 15,0 м. Відкоси та дно виїмки каналу складені глинистим ґрунтом з питомою вагою $\gamma_I = 2,0$ т/м³, $\varphi_I = 13^\circ$, зчеплення $c_I = 2,0$ т/м² = 0,2 кгс/см².

Стійкість укосів виїмки визначається за умови можливості випору ґрунту основи по дну виїмки.

Розрахункову схему інженерного розрахунку задачі, а також ізолінії θ_{\max} за **аналітичним** розрахунком з використанням номограм і таблиць при обчисленні головних напружень представлено на рис. 1.

Кути орієнтації повних головних напружень на головних площадках при аналітичному розрахунку визначаються за формулою:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2 + 2\gamma_I(z + h_c)}, \quad (3)$$

$$h_c = \frac{c_I}{\gamma_I \cdot \operatorname{tg} \phi_I}; \quad (4)$$

де P_1, P_2 — головні напруження, які визначаються як функції від корисного (побутового) тиску відкосів на дно виїмки каналу:

$$\begin{aligned} P_0 &= \gamma_I \cdot H = 0,002 \cdot 3000 = 6,0 \text{ кгс/см}^2. \\ P_1 &= K_1 \cdot P_0; \\ P_2 &= K_2 \cdot P_0. \end{aligned} \quad (5)$$

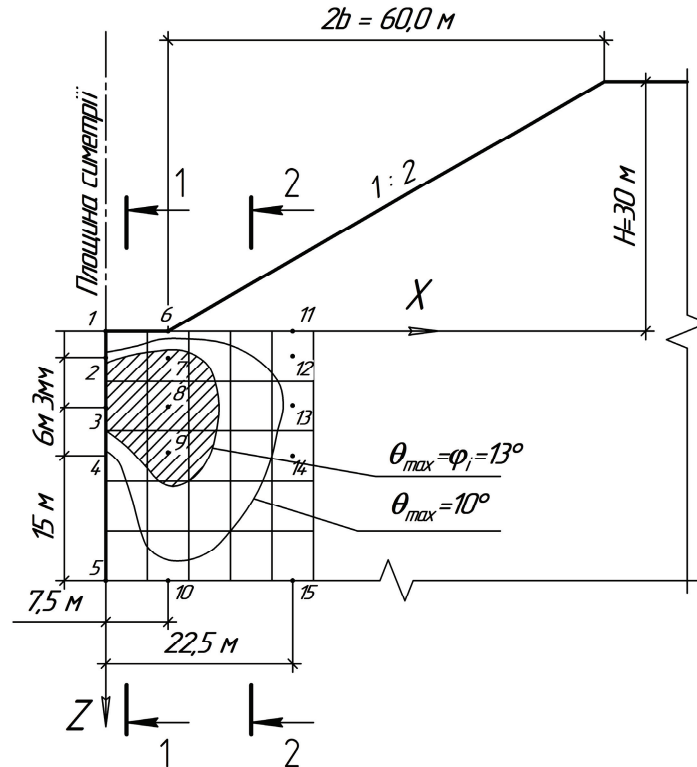


Рис. 1. Розрахункова схема інженерного розрахунку задачі та ізолінії максимальних значень кута відхилення θ_{\max}

Відношення h_c — всебічного тиску до об'ємної ваги ґрунту дорівнює:

$$h_c = \frac{0,2}{0,002 \cdot \operatorname{tg} 13^\circ} = 433,09 \text{ см}.$$

За формулою (3) виконується розрахунок для кожної з 15 точок, які зафіксовані у півпросторі днища каналу в системі координат XOZ.

Параметр навантаження ΔP визначається за умови:

$$\sin \theta_{\max} \equiv \sin 13^\circ. \quad (6)$$

За результатами розрахунків отримано, що точкою з максимальним значенням кута відхилення θ_{\max} є точка 8:

$$\begin{aligned} x &= 7,5 \text{ м}; d = x/b = 0,25; z = 9 \text{ м}; v = z/b = 0,3; \\ k_1 &= 0,39; k_2 = 0,05; P_1 = 23,4; P_2 = 3,0; \\ \sin \theta_{\max} &= 0,257; \theta_{\max} = 14^\circ 54'. \end{aligned}$$

Таким чином:

$$\sin 13^\circ = \frac{K_1 \cdot P_{\text{без}} - K_2 \cdot P_{\text{без}}}{K_1 \cdot P_{\text{без}} + K_2 \cdot P_{\text{без}} + 2 \gamma_I (z + h_c)}. \quad (7)$$

Розв'язуючи рівняння (7) відносно $P_{без}$, отримуємо:

$$P_{без} = 5,0 \text{ кгс/см}^2 = 50 \text{ т/м}^2,$$

або

$$\frac{P_{без}}{\gamma_1} = \frac{50,0}{2,0} = 25,0 \text{ м.} \quad (8)$$

Таким чином, для умов даного прикладу глибина виїмки каналу $H=30,0 \text{ м}$ є критичною, тобто має місце випір ґрунту, і, як наслідок, втрата стійкості відкосів каналу. Безпечною глибиною виїмки каналу є максимальне значення $H=25,0 \text{ м}$.

Для умов розглянутого прикладу у відповідності з формулою (2) для точки з максимальним значенням $Z_{max} = 4,5 \text{ м}$ (точки 2-3) коефіцієнт запасу стійкості дорівнює:

$$K_{зан}^{max} = \frac{\gamma_I \cdot z_{2-3}}{\Delta P} = \frac{2 \cdot 4,5}{60 - 50} = 0,9, \quad (9)$$

для точки зі значенням $Z_{min} = 2,0 \text{ м}$ (точки 6-7) коефіцієнт запасу стійкості дорівнює:

$$K_{зан}^{min} = \frac{\gamma_I \cdot z_{6-7}}{\Delta P} = \frac{2 \cdot 2,0}{60 - 50} = 0,4. \quad (10)$$

Для **чисельної** реалізації розглянутого прикладу побудовано дискретну модель і розрахункову схему, які представлені на рис. 2 з тими ж загальними геометричними параметрами, що і схема на рис. 1.

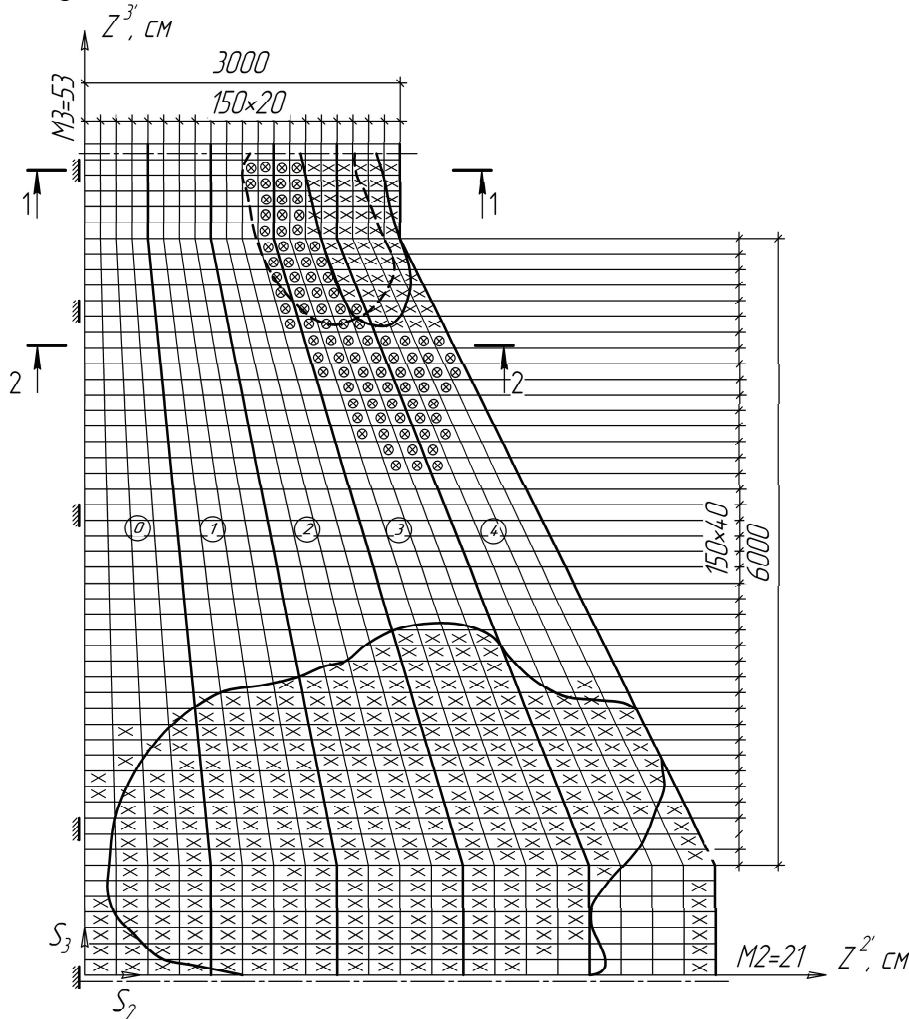


Рис.2. Дискретна модель і розрахункова схема чисельного розрахунку задачі та ізолінії максимальних значень кута відхилення θ_{max}

Розміри сіткової області скінченно-елементної моделі складають:

$$NUX=M1 \times M2 \times M3=2 \times 21 \times 53=2226,$$

відповідно число рівнянь складає:

$$K=NUX \times 3=2226 \times 3=6678,$$

тобто маємо систему з 6678 нелінійних рівнянь без урахування зв'язків.

Розрахунок даного прикладу розглядається як тестова задача, отже проведено пробні розв'язки для урахування впливу поперечної анізотропії за формулами [5]:

$$\begin{aligned} E_0(z) &= E_0 \cdot K_S^0; \\ C_I(z) &= C_I^0 \cdot K_S^0; \\ K_S^0 &= K_U \sqrt{\gamma_I \cdot z_0}, \end{aligned} \quad (11)$$

де z_0 — усереднена глибина з урахуванням активної зони локальних зсувів (рис. 1):

$$z=H+6,7=30+6,7=36,7 \text{ м};$$

$$z_0=(H+6,7)/2=36,7/2=18,35 \text{ м};$$

K_U — коефіцієнт умов роботи для 3-х варіантів: 0,75; 1,00; 1,25.

Остаточно прийнятий варіант: $K_U=1,00$.

Таким чином:

$$\begin{aligned} E_0(z) &= E_0 K_U \sqrt{\gamma_I \cdot z_0} = \\ &= 150 \cdot 1,0 \sqrt{0,0020 \cdot 1835,0} = 287,23 \text{ кгс/см}, \end{aligned} \quad (12)$$

$$C_0 = 0,28 \cdot 1,915 = 0,5362 \text{ кгс/см}^2. \quad (13)$$

Інші фізико-механічні характеристики відповідають умовам прикладу:

$$\phi_I = 13; \gamma_I = 0,0020 \text{ кгс/см}^3; \gamma_0 = 0,33; h_s = 1,0 \text{ см}.$$

Кут орієнтації повних напружень на головних площадках скінченних елементів СЕ-моделі визначається за формулою:

$$\sin^2 \theta_{\max} = \frac{2/3 J_2(\hat{S})}{1/3 I_2(\hat{\sigma}) + c_I / \text{tg} \phi_I}, \quad (14)$$

де $2/3 J_2(\hat{S})$ — інтенсивність функції девіаторних напружень у розглядуваній елементарній області (СЕ);

$1/3 I_2(\hat{\sigma})$ — компоненти шарового тензора напружень на гідростатичній вісі вздовж вісі головного максимального напруження;

$c_I / \text{tg} \phi_I = P_e$ — всебічне рівномірне стискання в ґрунті, що моделює внутрішнє зчеплення зв'язних глинистих ґрунтів.

На основі чисельних розрахунків отримано величини внутрішніх зусиль для скінченних елементів вздовж характерних перерізів 1-1 і 2-2, а саме головних напружень і головних дотичних напружень:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2}, \quad (15)$$

та інтенсивність напружень

$$S_i = \sqrt{\frac{2}{3} I_1(\hat{S})} = \sqrt{\frac{2}{3} J_1(\hat{S})}. \quad (16)$$

Із аналізу значення внутрішніх зусиль зафіксовано максимальні дотичні зусилля в СЕ з вузлом N = 2129 (точка 15):

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= -2,18 \text{ кгс/см}^2; \\ \sigma_{min} &= -4,67 \text{ кгс/см}^2; \\ \tau_{max} &= (-2,18 - (-4,67))/2 = 1,245 \text{ кгс/см}^2; \\ S_{(i)} &= 1,60 \text{ кгс/см}^2; \\ \theta_{max} &= 13^\circ.\end{aligned}$$

Різниця між τ_{max} та інтенсивністю дотичних напружень (еквівалентних) складає

$$\Delta\tau = \frac{(1,60 - 1,245)}{1,60} \cdot 100 = 22 \% . \quad (17)$$

Внутрішні зусилля у відповідній точці півпростору на рис.1 мають наступні значення:

$$\begin{aligned}P_1 &= 3,18 \text{ кгс/см}^2; \\ P_2 &= 0,60 \text{ кгс/см}^2; \\ \tau_{max} &= (3,18 - 0,60)/2 = 1,290 \text{ кгс/см}^2; \\ \theta_{max} &= 13^\circ.\end{aligned} \quad (18)$$

Можна зробити висновок, що чисельні результати за величиною дотичних напружень та кута відхилення повних напружень практично співпадають — різниця між максимальними дотичними напруженнями дорівнює:

$$\Delta\tau_{max} = \frac{(1,245 - 1,290)}{1,290} \cdot 100 = 3,5 \% . \quad (19)$$

Чисельні результати за деформаціями півпростору виїмки каналу дають деякі характеристики наявності випору на укосах.

Повні зміщення вузлів обмежуючої поверхні півпростору з урахуванням початкових компресійних зміщень від побутового тиску зведено у таблицю 1, а у таблиці 2 приведено додаткові переміщення від впливу розробки виїмки, для яких побудовано відповідні епюри переміщень, що представлені на рис. 3.

Таблиця 1

Переміщення по днищу та лінії укосу каналу

№ точок	№ вузлів	$U_N^2, \text{ см}$	$U_N^3, \text{ см}$	№ точок	№ вузлів	$U_N^2, \text{ см}$	$U_N^3, \text{ см}$
1	335	-114,97	-6,95	14	1427	-30,84	14,48
2	419	-111,46	-7,35	15	1511	-26,95	15,69
3	503	-106,45	-7,79	16	1595	-23,50	16,51
4	587	-99,94	-7,88	17	1679	-20,47	16,92
5	671	-91,85	-7,24	18	1763	-17,85	16,85
6	755	-82,86	-5,69	19	1847	-15,01	16,16
7	839	-74,00	-3,26	20	1931	-12,03	14,35
8	923	-65,55	-0,24	21	2015	-9,71	10,72
9	1007	-57,94	2,94	22	2057	-7,85	8,44
10	1091	-51,22	5,95	23	2099	-6,72	6,19
11	1175	-45,28	8,65	24	2141	-5,99	6,06
12	1259	-39,96	10,96	25	2183	-5,63	2,00
13	1343	-35,17	12,91	26	2225	-5,52	0,00

Визначення додаткових переміщень по лінії укосу каналу з урахуванням початкових переміщень U_N^2 від побутового тиску на відповідній глибині заданого вузла

№ то-чок по лінії укосу	№ вузлів на укосі та днищі	Повні переміщення U_N^2 , см	№ вузлів на призмі	Переміщення вузлів на призмі U_{Nnp}^2 , см	Початкові переміщення вузлів на укосі U_{0N}^2 , см	Додаткові переміщення вузлів на укосі $U_N^2 - U_{0N}^2$, см
1	335	-114,97	41	-120,77	-120,77	5,80
2	419	-111,46			-121,05	9,59
3	503	-106,45	39	-121,32	-121,32	14,87
4	587	-99,94			-121,89	21,35
5	671	-91,85	37	-121,25	-121,25	29,40
6	755	-82,86			-120,88	38,02
7	839	-74,00	35	-120,50	-120,50	46,50
8	923	-65,55			-119,81	54,30
9	1007	-57,94	33	-119,11	-119,11	61,17
10	1091	-51,22			-118,08	66,86
11	1175	-45,28	31	-117,05	-117,05	71,77
12	1259	-39,96			-115,68	75,72
13	1343	-35,17	29	-114,31	-114,31	79,14
14	1427	-30,84			-112,59	81,76
15	1511	-26,95	27	-110,88	-110,88	83,93
16	1595	-23,50			-108,81	85,31
17	1679	-20,47	25	-106,73	-106,73	86,26
18	1763	-17,85			-104,29	86,44
19	1847	-15,01	23	-101,84	-101,84	86,83
20	1931	-12,03			-99,01	86,99
21	2015	-9,71	21	-96,17	-96,17	86,46
22	2057	-7,85			-96,17	88,32
23	2099	-6,72	21	-96,17	-96,17	89,45
24	2141	-5,99			-96,17	90,18
25	2183	-5,63	21	-96,17	-96,17	90,54
26	2225	-5,52			-96,17	90,65

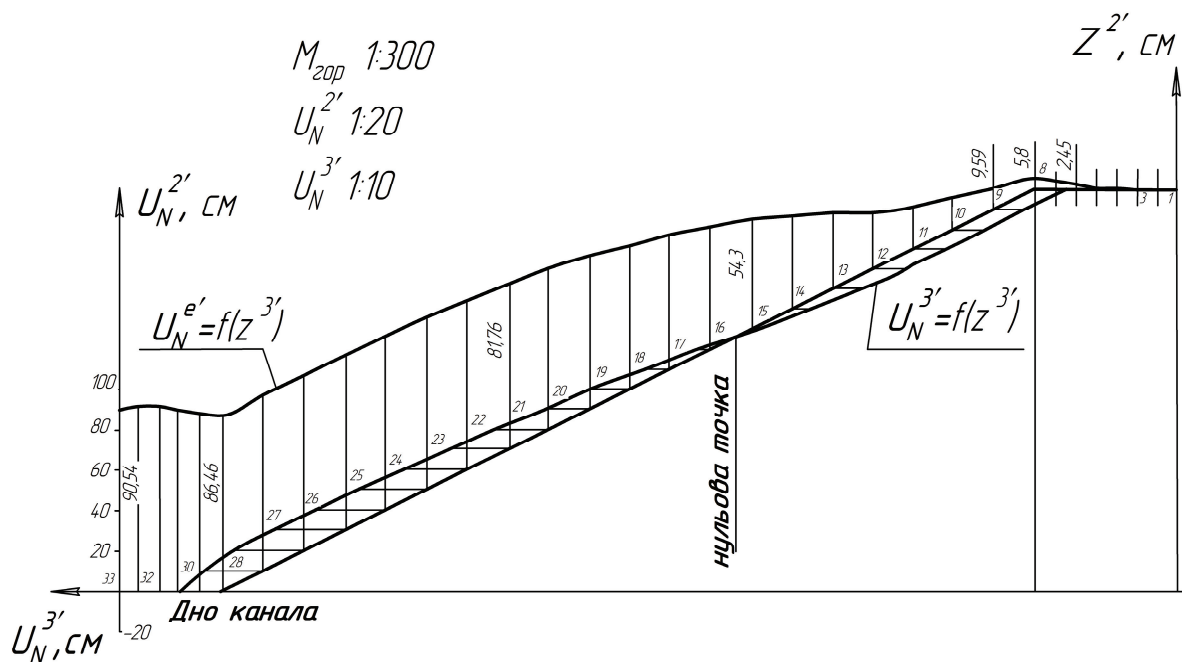


Рис. 3. Епюри переміщень точок поверхні укосу і днища каналу

На основі цих результатів можна зробити висновок, що внаслідок розвитку пластичних деформацій з'являються ділянки випору ґрунту у верхній частині укосу у точці 9 (епюра переміщень на рис. 3 та по днищу каналу). Ці ділянки випору ґрунту відповідають за дислокацією двом областям розвитку пластичних деформацій. Крім того, побудовано ізолінії точок (центри скінченних елементів), в яких кути орієнтації повних напружень на головних площадках дорівнюють куту внутрішнього тертя ґрунту виїмки:

$$\theta_{max} = \varphi_I = 13^\circ. \quad (20)$$

Верхня ділянка дислокацій і границя області розвитку пластичних деформацій та ізолінії $\theta_{max} = 13^\circ$ практично співпадають. В області розміщення днища границі ядра з кутом орієнтації $\theta_{max} = 13^\circ$ якісно узгоджуються з даними аналітичного розрахунку, тобто можна зробити наступний висновок: за результатами чисельного розрахунку, так як і за результатами аналітичного розрахунку, можна стверджувати, що при виїмці каналу $H = 30,0$ м не забезпечується стійкість прийнятих ґрунтових укосів, і лише при $H = 25,0$ м можна характеризувати стійкість укосів каналу, що підтверджується і чисельними і аналітичними розрахунками.

Висновки

Запропонована методологія та її чисельна реалізація забезпечує достовірні результати розв'язків задач механіки ґрунтів з урахуванням неоднорідних нашарувань півпростору, наявності шарів з різними фізико-механічними характеристиками, різними граничними умовами, довільними зовнішніми впливами, а також дає можливість розраховувати ґрунтовий півпростір із включеннями конструктивних елементів фундаментів, підпірних стін та інших захисних споруд. Зазначена методологія може застосовуватись у розрахунках ґрунтового півпростору при його взаємодії з елементами підземних конструкцій, дослідженнях підпірних стінок, насипів, а також захисних споруд котлованів [8], у визначенні напружено-деформованого стану штучних споруд огорожувальних захисних земляних дамб з додатковим укріпленням, за наявності неоднорідностей та слабких прошарків в основі та розвитку випору чи суфозії ґрунтів, та дозволяє визначати закономірності розвитку деформацій ґрунтових масивів, оцінку їх напружено-деформованого стану, та забезпечувати оптимальне проектування, безпечне будівництво та експлуатацію.

Список літератури

1. Про затвердження Методики обстеження і паспортизації гідротехнічних споруд систем гідравлічного вилучення та складування промислових відходів. Наказ Державного комітету України у справах містобудування і архітектури від 19.12.1995р. № 252. — Режим доступу: <http://zakon1.rada.gov.ua/cgi-bin/laws/main.cgi?nreg=z0466-95>
2. Будівництво в умовах щільної забудови. Вимоги безпеки: ДБН В1.2-№-2008. — К.: Мінрегіонбуд України, 2008. — 40 с.
3. Білеуш А.І. Довідник. Інженерний захист та освоєння територій./А.І. Білеуш, В.С.Ніщук, А.С. Штекель та ін. — К.: Основа, 2000. — 433 с.
4. Цихановський В.К. Метод скінченних елементів у задачах дослідження неоднорідного півпростору з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності/ Д.Е. Прусов, В.К.Цихановський //Опір матеріалів та теорія споруд: наук.-техн. збірник. — Київ: КНУБА. — 2004. — Вип.75. — С.87-98.
5. Цихановський В.К. Метод скінченних елементів в задачах рівноваги півпростору при взаємодії ґрунтового масиву з огорожуючими конструкціями / В.К. Цихановський, Д.Е. Прусов // Промислове будівництво та інженерні споруди. — К.: УкрНДІПСК. — 2009. — № 4. — С. 38-44.
6. Прусов Д.Е. Програмний комплекс досліджень взаємодії огорожуючих конструкцій з ґрунтовими масивами/ Д.Е. Прусов// Будівництво України. — К., 2008. — №3. — С. 18-23.
7. Прусов Д.Е. Проблеми уточнених методів розрахунку конструкцій укріплень ґрунтових масивів, огорожі котлованів та їх впливів на оточуючу забудову при наявності слабких прошарків ґрунтів/ Д.Е. Прусов, О.В. Хріптулова // Будівництво України. — 2008. — № 1. — С. 34-36.
8. Патент №52032 Україна МПК E02D 17/00 Спосіб дослідження стану огорожувальних конструкцій у взаємодії з ґрунтовим півпростором / Д.Е. Прусов. — Заявл. 18.02.2010; опубл. 10.08.2010. Бюл. № 15.

Рецензент: к.т.н., доц., Л.М. Морозова, АДІ ДВНЗ «ДонНТУ»

Стаття надійшла до редакції 14.10.10
© Прусов Д.Є., Мінакова А.О., 2010