

**АЕРОПОРТИ ТА ЇХ ІНФРАСТРУКТУРА**

УДК 539.3:624.071:624.01

**В.К. Цихановський**, д.т.н., проф.  
**Д.Е. Прусов**, к.т.н., с.н.с.  
**В.К. Тарасенко**, пров. фахівець

**ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ДОДАТКОВИХ ПЕРЕМІЩЕНЬ  
ПІДПІРНОЇ СТІНКИ ТА ҐРУНТОВОГО ПІВПРОСТОРУ**

Національний авіаційний університет  
E-mail: prusov@nau.edu.ua

*Розглянуто особливості визначення додаткових переміщень підпірної стінки для підтвердження достовірності запропонованої методології дослідження взаємодії огорожувальних та захисних конструкцій з ґрунтовим півпростором у надграничному стані з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності.*

*The determination features of the retaining wall additional displacements are considered in order to validate the proposed methodology for studying the interaction of filler and protective structures with soil half-space in the postcritical state, taking into account geometrical and physical nonlinearities.*

*Рассмотрены особенности определения дополнительных перемещений подпорной стенки для подтверждения достоверности предложенной методологии исследования взаимодействия ограждающих и защитных конструкций с грунтовым полупространством в закритическом состоянии с учетом геометрической и физической нелинейности.*

**Постановка проблеми**

У процесі будівництва виникають труднощі, пов'язані зі збереженням незмінності існуючого напружено-деформованого стану (НДС) існуючих будівель та основи під ними.

Згідно з міжнародною класифікацією, зокрема з європейськими нормами і стандартами, будівництво та реконструкція в зонах існуючих забудов у складних геологічних умовах належить до найвищої категорії складності.

Багато з наявних будівель, поруч з якими споруджуються нові будівлі, мають фундаменти неглибокого (мілкового) закладання, які чутливо реагують на зміну НДС ґрунтової основи.

Влаштування котлованів, підземних каналних споруд, використання підземного простору під паркінги, термінові локальні водоймища, які тимчасово акумулюють ґрунтові води, забезпечуючи їх рівень у межах допустимого під злітно-посадковими смугами,

та інші інженерні споруди порушують урівноважений напружений стан основи і здебільшого негативно впливають на існуючі конструкції будівель.

У цих умовах важливу роль відіграють інженерні захисні споруди та технології їх влаштування, які б забезпечили мінімальні зміни НДС основи.

Розрахунки конструкцій зазначених захисних споруд, зокрема підпірних стін різної конфігурації, суцільних та комбінованих, необхідно виконувати з урахуванням нелінійної поведінки ґрунту.

**Аналіз досліджень**

Існуючі норми та емпіричні залежності для оцінювання впливу нового будівництва на існуючі конструкції призводять до необґрунтованого запасу або, навпаки, до руйнування конструкцій, а деякі нові сучасні технології будівництва ще не знайшли відображення у нормативних документах.

Забезпечити надійне та економічне вирішення проблеми збереження незмінності НДС дозволяє аналіз взаємодії систем:

- існуюча будівля – захисні конструкції – котлован під нову будівлю;
- основи та фундаменти існуючих будівель – захисні конструкції – надземні конструкції в цілому;
- різні комбінації взаємодії ґрунтового півпростору під існуючими будівлями та захисних споруд між існуючими і новими запроєктованими будівлями.

Аналіз зазначених систем можна проводити лише засобами числового моделювання з використанням сучасної комп'ютерної бази та відповідного математичного апарату.

Складність розв'язання відповідних проблемних завдань полягає не лише у створенні або використанні відповідного програмного комплексу, 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 нині немає універсального методу чи моделі, які можна застосовувати до будь-якого геологічного середовища.

Кожна постановка завдання має включати власний аналіз на достовірність та особливий підхід, що вимагає від сучасного проектувальника не лише вміння правильно розробити документацію, але й мати навиків та знання з питань числового моделювання та механіки ґрунтів.

Створення достовірної розрахункової моделі ґрунтової основи, яка б забезпечувала достатню відповідність між результатами розрахунку і дійсністю – все ще є однією з найважливіших проблем будівництва.

**Мета роботи** – аналіз особливостей визначення додаткових переміщень підпірної стінки для підтвердження достовірності запропонованої методології дослідження взаємодії огорожувальних та захисних конструкцій із

ґрунтовим півпростором у надграничному стані з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності, у постановці завдання для реалізації еволюції складного завантаження з урахуванням активного і пасивного навантажень та ефекту розвантаження ґрунтового півпростору.

Методологію розроблено на основі:

- теорії нелінійної механіки ґрунтів;
- нелінійної теорії пружності та пластичності;
- методів нелінійного програмування;
- методу скінченних елементів.

Запропоновані нові модифіковані моделі враховують неоднорідності та вплив анізотропних властивостей багат шарового півпростору за відсутності тертя між окремими шарами.

Дискретне моделювання плоского ґрунтового неоднорідного багат шарового півпростору передбачається за наявності порожнин та включень:

- елементів огорожувальних конструкцій;
- захисних екранів;
- фундаментів прилеглих будівель;
- споруд.

Методику визначення НДС дискретної моделі півпростору (плоска задача) у першому граничному стані (задача на стійкість півпростору) з урахуванням критерію текучості (розвиток зсувних деформацій у трьох стадіях) побудовано на основі співвідношень нелінійної механіки ґрунтів і нелінійних теорій пружності та пластичності з використанням моментної схеми скінченних елементів [1; 2] і спеціальних алгоритмів [3; 4].

### Теоретичні основи

Сильнонелінійні задачі оцінювання стійкості ґрунтового півпростору у надграничному стані розв'язують з використанням рівнянь у приростах (аналог рівнянь теорії пластичної текучості у швидкостях) відповідно до першого принципу віртуальної роботи для статичних задач тривимірного нелінійно деформованого тіла у разі дії консервативних і неконсервативних впливів.

У запропонованій методиці реалізується прикладний підхід варіаційних принципів і теорії граничного напруженого стану деформованого тіла, коли отримані розв'язки пов'язані з розділенням (протягом ітераційного процесу) визначально пружних областей на пружні і непружні з розвитком пружно-пластичних деформацій (зсувних для ґрунтів).

Вихідна дискретна розрахункова скінченно-елементна модель у процесі деформування трансформується відповідно до критерію текучості (руйнування) ґрунтового масиву і розділяється також на дві дискретні області визначення НДС: пружну і пружно-пластичну.

Виходячи з того, що інваріанти функції тензора напружень можна визначити через компоненти шарової і девіаторної частин функції напружень, а допущення про однорідність й ізотропність локального околу півпростору зумовлюють їх незалежність від напрямлення нормалі октаедричних площин, модифікований розширений критерій текучості Мізеса можна записати у такій формі:

$$f(\hat{\sigma}, \hat{S}, \hat{\gamma}^{(p)}, \alpha, \varphi, c) = \frac{3}{2} I_1(\hat{S}^2) \left( \cos \alpha - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \alpha \cdot \sin \varphi \right)^2 - \left[ \frac{1}{\sqrt{3}} I_1(\hat{\sigma}) \sin \varphi - \sqrt{3} e \cos \varphi \right]^2 = 0;$$

$$\alpha = \frac{1}{3} \arcsin \left\{ -\sqrt{6} \frac{I_1(\hat{S}^3)}{[I_1(\hat{S}^2)]^{\frac{3}{2}}} \right\},$$

де  $\hat{\sigma}, \hat{S}, \hat{\gamma}^{(p)}$  – тензори загальних (повних) напружень, девіаторної частини і відповідно повних пластичних деформацій;

$\varphi, c$  – відповідно кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення ґрунту;

$I_1(\hat{S}^2), I_1(\hat{S}^3)$  – перші інваріанти квадратичної і кубічної степенів тензор-девіатора напружень.

Для розв'язання задач стійкості ґрунтового півпростору на основі методу скінченних елементів як основні вихідні співвідношення використовують варіаційні рівняння руху і рівняння поверхні навантаження у шестивимірному просторі повних напружень, які у скалярній формі мають такий вигляд:

$$\int_V (\hat{\sigma}^{ij} + c_{(e,p)}^{ijkl} \gamma_{kl}) \delta \gamma_{ij} dV - \int_V p' \delta u_i dV - \int_S q' \delta u_i dS = 0;$$

$$\phi(\hat{\sigma}^{ij}, \hat{S}^{ij}) = \frac{2}{3} \dot{S}_{ij} \dot{S}^{ij} \left( \cos \alpha - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \alpha \sin \varphi \right)^2 - \left[ \frac{1}{\sqrt{3}} \dot{\sigma}^{ij} G_{ij} \sin \varphi - \sqrt{3} c \cos \varphi \right]^2 = 0.$$

Під час розв'язання задач визначення полів зрівноваженого стану, у тому числі поля напружень у межах дискретної області ґрунтового масиву на основі співвідношень теорії пружності, отримано досить достовірні результати, про що свідчать експериментальні дані. Розрахунки деформацій за допомогою цих співвідношень викликають певні сумніви щодо достовірності отриманих результатів.

Ураховуючи результати емпіричних методів [2] незначні деформації (або незначні природи деформації для випадку застосування підходу нелінійної теорії пружності) та вводячи коефіцієнт відношення модулів пружності відносно напрямків у площині ізотропії й ортогональної до неї, для ґрунту отримано узагальнений закон модифікованого ізотропного матеріалу.

Для забезпечення умов сумісності деформацій для ізотропного середовища модуль пружності повинен змінюватися з глибиною, аргумент якої фактично пов'язаний з гідростатичним тиском  $\gamma z$ , у зв'язку з чим правдиві емпіричні формули:

$$E_{(z)} = k_s E_0;$$

$$k_s = k_u \sqrt{\gamma z},$$

якщо  $z \leq 2$ ,  $K_S = 1$ ,  $K_u = 1,0 \div 1,75$ .

На основі моментної схеми скінченних елементів розроблено числову методику дослідження НДС огорожувальних конструкцій, які працюють сумісно з лінійно пружною неоднорідною основою.

У запропонованій методиці розглядаються плоскі задачі дослідження НДС півпростору при взаємодії підірних стін з ґрунтовою основою.

У постановці задачі ураховуються геометрична та фізична нелінійність.

Математичну модель з урахуванням фізичної нелінійності побудовано на основі розширеного принципу Мізеса з урахуванням критерію Кулона–Мора і параметра Лоде–Надаї.

### Числові дослідження

Оцінку стійкості конструкції у взаємодії з ґрунтовим півпростором проведено на прикладі класичної конструкції підірної стінки з похилою передньою та вертикальною задньою стінами з монолітного бетону (рис. 1).

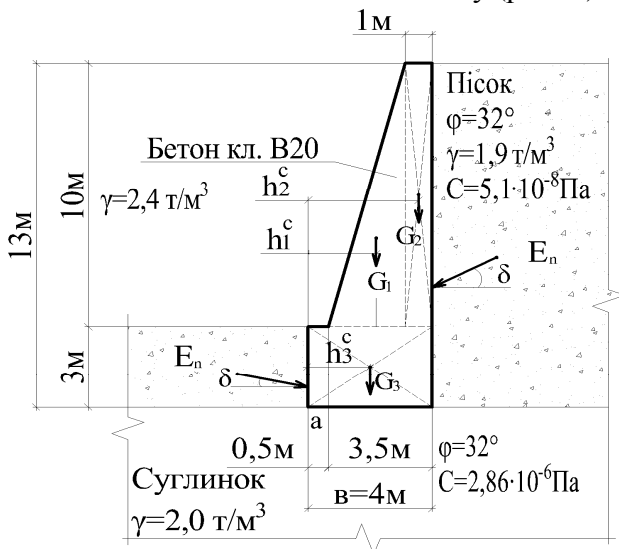


Рис. 1. Конструктивна схема підірної стінки

Конструкція має такі вихідні дані:

- ширина фундаменту 4,0 м;
- висота стінки від підшови фундаменту 13,0 м;
- ширина стінки на рівні обрізу фундаменту 3,5 м;
- ширина стінки по верху конструкції 1,0 м;
- заглиблення фундаменту 3,0 м;
- питома вага бетону  $\gamma = 2,4 \text{ т/м}^3$ ;
- клас бетону В20;
- $Rb_n = 11,934 \text{ Па}$ ,  $Rbt_n = 0,936 \text{ Па}$ .

Характеристики ґрунту засипки і основи:

- 1) ґрунт засипки – пісок:
  - питома вага  $\gamma = 1,9 \text{ т/м}^3$ ;
  - кут внутрішнього тертя  $\phi = 32^\circ$ ;
  - коефіцієнт зчеплення  $c = 0,0 \text{ Па}$  (у числових розрахунках  $c = 0,51 \cdot 10^{-7} \text{ Па}$ );
  - модуль загальної деформації:  $E_0 = 0,255 \cdot 10^{-2} \text{ Па}$ ;
  - коефіцієнт Пуассона  $\nu_0 = 0,32$ ;
- 2) ґрунт основи – суглинок:
  - питома вага  $\gamma = 2,0 \text{ т/м}^3$ ;
  - кут внутрішнього тертя  $\phi = 18^\circ$ ;
  - коефіцієнт зчеплення  $c = 0,286 \cdot 10^{-5} \text{ Па}$ ;
  - модуль загальної деформації:  $E_0 = 0,153 \cdot 10^{-2} \text{ Па}$ ;
  - коефіцієнт Пуассона  $\nu_0 = 0,34$ .

Розрахунок виконано аналітично та числово на основі викладеної методології з використанням моментної схеми скінченних елементів, а під час розрахунків на стійкість застосовано метод круглоциліндричних поверхонь. Проведено порівняльний аналіз результатів інженерного і числового розрахунків конструкції підірної стінки, що розглядається.

Характер деформацій півпростору і додаткових переміщень конструкції підірної стінки та обмежуючих поверхонь ґрунтового півпростору визначено від компресійних впливів ваги ґрунтових мас, тобто враховано переміщення, які спричинені порушенням рівноваги від утворення порожнини півпростору. Відповідно до скінченно-елементної моделі, що включає число скінченних елементів,

$$n = (m_2 - 1)(m_3 - 1) = (33 - 1)(36 - 1) = 1120$$

без виключення порожнини в регулярній точковій області

$$16 \cdot 13 = 208 \rightarrow n_e^p$$

та накладених зв'язків у розрахунковій схемі. Результати числового розрахунку переміщень наведено у таблиці. Числові результати за переміщеннями під час дослідження неоднорідного ґрунтового півпростору отримати досить складно через неадекватність описання фізико-механічних властивостей ґрунтів, отриманих за допомогою лабораторних та польових досліджень, поперечної анізотропії багат шарового півпростору.

У зв'язку з цим для розв'язання тестової задачі розглядалися три варіанти рівнянь стану ґрунту:

- без урахування модуля загальної деформації ґрунту як функції глибини півпростору;
- з урахуванням корекції модуля загальної деформації як функції  $E(z)$ ;
- без урахування параметра Лоде–Надаї в розширеному критерії Мізеса.

Ці три варіанти розв'язання задачі стійкості підірної стінки відображено в результатах з переміщень заднього боку підірної стінки (див. таблицю). Відповідно побудовано епюри вузлових переміщень  $U_N^2(z^3)$ , що лежать на нижній поверхні відкосу (на рівні обрізу фундаменту підірної стінки) і на вільній верхній поверхні відкосу (рис. 2).

Переміщення точок підірної стінки на задньому боці та підшві мають лінійний характер, причому за характером переміщень заднього боку підірної стінки спостерігається поворот стінки як жорсткого цілого проти годинникової стрілки в напрямі активної дії ґрунту на підірну стінку.

Таким чином, урахувуючи характер усіх показаних епюр переміщень, зробимо висновок, що стінка зазнає колових рухів спільно з призмою сповзання.

Центр цього колового руху розміщений в точці  $O_6$ , яку визначено методом круглоциліндричних поверхонь.

Задачі на розрахунок стійкості основи підірної стінки розв'язано за мінімізацією функції коефіцієнта запасу стійкості. У результаті цього точка центра рухалась три рази по горизонталі і два рази по вертикалі.

#### Додаткові переміщення вузлів задньої сторони підірної стінки, см

№ з/п	Номер вузла	$U_N^2$	$U_N^3$	$U_N^2$	$U_N^3$	$U_N^2$ без корекції $E(z)$ та Лоде–Надаї
		без корекції $E(z)$		з корекцією $E(z)$		
1	893	-2,90	4,08	-1,72	2,16	-3,13
2	959	-2,71	4,08	-1,62	2,16	-2,93
3	1025	-2,52	4,08	-1,53	2,16	-2,73
4	1091	-2,33	4,08	-1,43	2,16	-2,53
5	1157	-2,15	4,08	-1,34	2,16	-2,34
6	1223	-1,96	4,08	-1,24	2,16	-2,14
7	1289	-1,77	4,08	-1,15	2,16	-1,94
8	1355	-1,53	4,08	-1,03	2,16	-1,69
9	1421	-1,30	4,08	-0,91	2,16	-1,44
10	1487	-1,06	4,08	-0,79	2,16	-1,19
11	1553	-0,82	4,08	-0,67	2,16	-0,94
12	1619	-0,59	4,08	-0,55	2,16	-0,69
13	1685	-0,35	4,07	-0,43	2,16	-0,44
14	1751	-0,11	4,07	-0,30	2,16	-0,19
15	1817	0,13	4,07	-0,18	2,15	0,06
16	1883	0,37	4,07	-0,06	2,15	0,31
17	1949	0,61	4,07	0,07	2,15	0,57
18	2015	0,85	4,07	0,19	2,15	0,82
19	2081	1,09	4,06	0,32	2,15	1,07
20	2147	1,33	4,06	0,45	2,15	1,33
21	2213	1,58	4,06	0,58	2,15	1,59
22	2279	1,82	4,06	0,71	2,15	1,84
23	2345	2,07	4,06	0,84	2,15	2,10

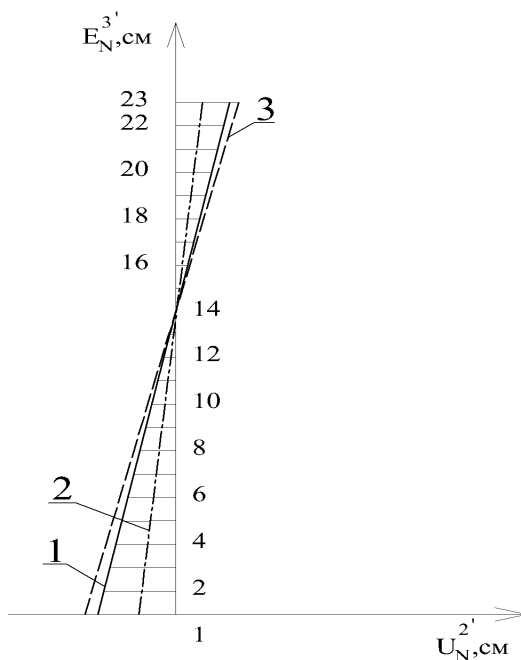


Рис. 2. Епюри вузлових переміщень підпірної стінки:  
 1 – без врахування корекції  $E(z)$ ;  
 2 – з врахуванням корекції  $E(z)$ ;  
 3 – без врахування корекції  $E(z)$  та параметра Лодє-Надаї

Радіус дуги ковзання призми дорівнює 18 м та вимірюється від точки  $O_6$  до нижньої точки заднього боку стінки.

Під час виконання числового розрахунку скінченні елементи, в яких спостерігались найбільші пластичні деформації, згруповано з певним розкидом в областях теоретичної лінії ковзання. Поверхня ковзання складається з комбінації дуг з радіусом кривизни від  $R_{\min} = 18,5$  м до  $R_{\max} = 21,0$  м.

### Висновки

Аналіз отриманих результатів досліджень у позакритичному стані рівноваги багатошарового ґрунтового масиву під час його взаємодії з огорожувальними конструкціями глибоких котлованів в умовах спорудження нових будівель за наявності поряд розташованих існуючих споруд підтверджує, що розроблені нові співвідношення моделювання ґрунтів з урахуванням впливу поперечної анізотропії та неоднорідності багатошарових систем на основі нелінійної теорії пружності та пластичності з урахуванням критерію текучості на основі розширеного критерію текучості Мізеса дозволяють отримувати

досить достовірний характер взаємодії ґрунтів з огорожувальними конструкціями котлованів та уточнити величини внутрішніх зусиль в огорожувальних конструкціях за наявності елементів стабілізації та укріплення.

Розроблені спеціальні алгоритми, побудовані за методами нелінійного програмування, нелінійної теорії пружності та пластичності, співвідношеннями нелінійної механіки ґрунтів, дозволяють побудувати розрахункові моделі, досить адекватні фізичним процесам взаємодії ґрунтових насипів, відкосів, масивів з огорожувальними комбінованими конструкціями, для забезпечення уточнених розрахунків стійкості ґрунтових масивів, елементів огорожувальних конструкцій глибоких котлованів, підпірних стін в умовах активного та пасивного тисків ґрунтів насипних дамб і транспортних земляних полотен з урахуванням їх багатошарового армування, споруд каналів для визначення стійкості днища в умовах розвитку граничних пластичних деформацій.

### Література

1. Цихановський В.К. Метод скінченних елементів у задачах дослідження неоднорідного півпростору з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності / В.К. Цихановський, Д.Е. Прусов // Опір матеріалів і теорія споруд: зб. – К.: КНУБА, 2004. – С.87–98.
2. Цихановський В.К. Метод скінченних елементів в задачах рівноваги півпростору при взаємодії ґрунтового масиву з огорожувальними конструкціями / В.К. Цихановський, Д.Е. Прусов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – К: УкрНДІПСК, 2009. – №4. – С. 38–44.
3. 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.
4. Прусов Д.Е. Аналіз рівнянь рівноваги дискретної розрахункової моделі ґрунтового півпростору / Д.Е. Прусов // Вісник НАУ, 2009. – №3. – С. 125–130.

Стаття надійшла до редакції 05.10.10.