

УДК 519.87:504.4(043.3)

Ю.І. КАЛЮХ, О.А. КЛИМЕНКОВ, Я.О. БЕРЧУН

ПРИКЛАДНА РЕАЛІЗАЦІЯ МОДЕЛЕЙ ҐРУНТОВОГО СЕРЕДОВИЩА В ГЕОТЕХНІЦІ: ВІД МОДЕЛІ БІО ДО МОДЕЛІ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ

***Анотація.** У статті представлено опис та програмну реалізацію моделей ґрунтового середовища в геотехніці: від моделі Біо до моделі граничної рівноваги. Сформульовані початково-крайові задачі нелінійної динаміки ґрунту різного рівня складності. Наведено програмну реалізацію моделі граничної рівноваги ґрунту у вигляді програми Landslip, яка широко застосовується в будівництві при розрахунках зсувонебезпечних ділянок та підірних стін. Наведено результати сумісного тестування програми Landslip, канадської програми SLOPE/W та європейського геотехнічного програмного комплексу PLAXIS.*

***Ключові слова:** нелінійна динаміка, ґрунт, гранична рівновага, зсув, програма.*

Вступ

Розробка корисних копалин, розміщення відходів, створення водосховищ, промислових і енергетичних центрів, будівництво міст і освоєння земельних ресурсів мають безпосередній вплив на ґрунтове середовище, змінюючи та іноді посилюючи дію на нього природних факторів. Наслідком таких впливів є зниження рівня ґрунтових вод, підтоплення територій і обводнення масивів ґрунту, розмив схилів, затоплення сховищ твердих відходів, хвостосховищ і т. ін. Обводнення територій міст внаслідок підвищення горизонту ґрунтових вод зумовлене витоком води з водопровідних і каналізаційних систем, використанням «мокрих» процесів у виробництві, зміною рельєфу місцевості і, як наслідок, умов стоку атмосферних опадів. Підвищення горизонту ґрунтових вод безпосередньо біля підшови фундаментів і особливо в межах їх заглиблення в ґрунт в усіх випадках призводить до збільшення областей пластичних деформацій під краями фундаментів. Передусім це пояснюється зміною стискувальних напружень від власної ваги ґрунту, яка зменшується внаслідок зрівноважування ґрунту водою (дія архімедової сили). Часто вагомою причиною збільшення пластичних деформацій під час обводнення ґрунтів є зменшення міцнісних характеристик глинистих і пілуватих піщаних ґрунтів, що призводить до виникнення зсувів.

Зсуви становлять серйозну загрозу життю людей, об'єктам інфраструктури та природному середовищу в багатьох регіонах світу. Протягом останнього десятиліття (з 2000 по 2009 р.) стихійні лиха пошкодили та зруйнували близько одного мільйона об'єктів, що безпосередньо торкнулося майже 2,5 млрд людей в усьому світі [1–5]. Щорічно у Європі трапляється близько 20 великих зсувів – значно більше, ніж повеней, землетрусів та ураганів [1]. Усі 50 штатів і територій США потерпають від зсувних та інших проблем з ґрунтами, причому у 36 штатах рівень зсувної загрози змінився від помірного до край небезпечного [6]. Зсуви у США призводять до суттєвих людських і

фінансових втрат: від 25 до 50 смертей та від 1 до 3 млрд доларів збитків щорічно [7]. Загалом в Україні станом на 01.12.2011 виявлено понад 23 100 зсувів, станом на 01.12.1997 їх кількість становила понад 17 400. Таким чином, за останні роки відбулося збільшення кількості зсувів у понад 1,3 раза, а за 30 років – у понад 3 рази. Посилення сейсмічної активності в зоні Вранча та Чорноморському регіоні, а також в цілому на планеті призвело до підвищення рівня сейсмічної небезпеки на всій території України та, у кінцевому підсумку, до зростання відповідного зсувопровокуючого фактора. Україна (а не тільки регіони Криму та Карпат, як раніше вважалось) є зоною, де потенційно можливі землетруси, причому доволі сильні. «В районах з послабленими ґрунтами (часті зсуви та ін.) можуть спостерігатись і 7–8-бальні ефекти», – вважає заступник директора Інституту геофізики НАНУ О. Кендзера [8]. «До японського землетрусу (11.03.2011) вважалось, що при 9-бальному землетрусі прискорення ґрунту може складати до 0,4 g. Але японська катастрофа показала аж до 2,7 g. Це призвело до більших руйнувань, ніж очікувалось. Це значить, що варто переглянути всі параметри землетрусів» – зазначає директор вірменського Інституту геофізики і інженерної сейсмології С. Огасян [8]. На думку О. Кендзери, відповідно, слід переглянути і дані, які використовуються проектувальниками при зведенні будівель та споруд.

За незмінного навантаження від споруди на ґрунт, підвищення рівня ґрунтових вод призводить до виникнення додаткового усідання. Це пояснюється нелінійним зв'язком усадки із завантаженням в умовах розвитку областей пластичних деформацій, а в деяких випадках – збільшенням стиснення ґрунтів, особливо глинистих, в умовах їх водонасиченості. Як наслідок, у разі недопустимих додаткових зміщень споруд і їх нерівномірності прогнозоване підвищення рівня ґрунтових вод у забудованому районі потребує попереднього підсилення фундаментів чи закріплення ґрунтів основи. У випадку підтоплення і обводнення ґрунтів, що просідають, зокрема лесових, додаткові усідання чи просадки проявляються ще яскравіше і можуть досягати катастрофічних для споруд значень. Навпаки, для ґрунтів, що набухають, характерний підйом поверхні ґрунту і споруд. Вирішення зазначених проблем суттєво ускладнено за умов впливу динамічних (сейсмічних, вібраційних) навантажень [9, 10].

Відкриття фундаментальних механічних ефектів у насичених пористих тілах і формулювання перших теорій пористих середовищ належать Терцагі [11] і Філлунгеру [12]. У 1923 р. Терцагі, засновник сучасної механіки ґрунтів, почав досліджувати деформоване ґрунтове середовище, вивчаючи коефіцієнти проникності для глин. Саме Карлу Терцагі приписується термін «механіка ґрунтів». Класичною стала модель Терцагі для вивчення процесу консолідації ґрунтів. Н. Герсеванов [13] в 1937 р. припустив можливість нестисливості ґрунту і порової рідини («принцип нестисливості ґрунтової маси») і виписав загальну систему рівнянь консолідації ґрунту і стану ґрунтової маси. У цю систему входять рівняння суцільності твердої і рідкої фаз, а також співвідношення типу закону Гука між ефективними напруженнями і деформаціями. Вперше були представлені рівняння руху, причому для кожної з фаз окремо. Рівняння нерозривності імпульсу для всього пористого середовища не виписувалося. У літературі підхід Терцагі і

Герсеванова для вирішення статичних задач механіки двофазних ґрунтів називають фільтраційною теорією консолідації [14].

1. Рівняння динамічної теорії пружності

При розгляді статичних і особливо динамічних задач для ґрунтового середовища широко використовуються співвідношення класичної теорії пружності [15, 16]. Обґрунтованість застосування лінійно-пружної моделі при розв'язанні низки статичних задач показав М. Горбунов-Посадов [17]. У динаміці споруд вона має ряд переваг і використовується для врахування пружних, інерційних і демпфуючих властивостей ґрунтової основи, особливо при моделюванні взаємодії з основою при коливаннях фундаментів великих споруд [18–20].

Лінійні рівняння справедливі для адіабатичних або ізотермічних процесів, пов'язаних з малими переміщеннями, деформаціями, швидкостями і змінами щільності частинок середовища. Система рівнянь класичної лінійної теорії пружності для ідеально-пружного однорідного ізотропного тіла включає рівняння руху (див., наприклад, [21]):

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + F_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (i, j = 1, 2, 3), \quad (1)$$

зв'язок пружних переміщень з компонентами тензора деформації

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (2)$$

і рівняння зв'язку компонент тензора напружень та тензора деформацій (закон Гука)

$$\sigma_{ij} = \lambda e \delta_{ij} + 2\mu e_{ij}, \quad e = \text{div} \vec{u}, \quad (3)$$

де $\lambda = \nu E / [(1 + \nu)(1 - 2\nu)]$; $\mu = G = E / [2(1 + \nu)]$; μ , G – модуль зсуву; e – об'ємне розширення пружного тіла; δ_{ij} – символ Кронекера. Після підстановки (3) в (1) з урахуванням (2) отримуємо рівняння Ламе – рівняння руху ізотропного пружного середовища:

$$\mu \nabla^2 u_i + (\lambda + \mu) \frac{\partial e}{\partial x_i} + F_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (i = 1, 2, 3), \quad (4)$$

або у векторній формі

$$\mu \nabla^2 \vec{u} + (\lambda + \mu) \text{grad div}(\vec{u}) + \vec{F} = \rho \frac{\partial^2 \vec{u}}{\partial t^2}. \quad (5)$$

Для повної постановки початково-крайової задачі рівняння динамічної теорії пружності необхідно доповнити початковими і граничними умовами. Початкові умови (при $t = 0$) зазвичай належать до переміщень і швидкостей переміщень. Якщо на поверхні S , що обмежує пружне тіло, задане зовнішнє навантаження q , то маємо граничні умови в напругах:

$$\sigma_{ij}n_j = q_i. \quad (6)$$

Якщо на поверхні S задані зміщення, маємо граничні умови в переміщеннях:

$$u_i|_S = f_i, \quad (7)$$

де f_i – задані функції. Можуть бути задані і змішані крайові умови:

$$\sigma_{ij}n_j|_{S_1} = q_i \quad u_i|_{S_2} = f_i, \quad (8)$$

де S включає поверхні S_1 і S_2 .

У разі нескінченних областей постановка задачі доповнюється умовами випромінювання, які вимагають відсутності на нескінченності джерел енергії. Для середовищ з дисипацією формулювання умов випромінювання досить просте: всі характеристики хвильового поля прямують до нуля зі збільшенням відстані від джерел коливань. Для непоглинаючих середовищ задача ускладнюється. Умови випромінювання для акустичних середовищ отримані Зоммерфельдом і відображають той факт, що фазова швидкість і швидкість переносу енергії в гармонійній хвилі мають однакову спрямованість.

2. Розвиток теорії Біо

У 1941 р. М. Біо узагальнив теорію консолідації Терцагі-Герсеванова-Флоріна на тривимірний випадок і для навантаження, що довільно змінюється в часі [22]. При цьому приймалися наступні властивості середовища: ізотропність його матеріалу; лінійна залежність між напругами і деформаціями; малі деформації; нестисливість порової рідини; порова рідина може містити бульбашки газу; рух рідини через пористий скелет відбувається за законом Дарсі.

У 1956 р. М. Біо представив теорію поширення хвиль у пористопружному двохфазному середовищі, насиченому рідиною [23]. У подальшому ця теорія отримала широке поширення і модель Біо стала основоположною при вирішенні багатьох практичних завдань.

Систему диференціальних рівнянь Біо руху пористопружного насиченого рідиною середовища використано у формі [24, 25]:

$$\begin{aligned} \rho_{11} \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} + \rho_{12} \frac{\partial^2 U_i}{\partial t^2} + b \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} - \frac{\partial U_i}{\partial t} \right) &= \frac{\partial \sigma_{ij}^s}{\partial x_j}, \\ \rho_{12} \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} + \rho_{22} \frac{\partial^2 U_i}{\partial t^2} + b \left(\frac{\partial U_i}{\partial t} - \frac{\partial u_i}{\partial t} \right) &= \frac{\partial \sigma^f}{\partial x_j}. \end{aligned} \quad (9)$$

Причому для ізотропної і лінійної пружнопористої твердої фази зв'язок напруг з деформаціями приймається таким:

$$\sigma_{ij}^s = Ae\delta_{ij} + N \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) + Q\varepsilon\delta_{ij}; \quad e = \operatorname{div} \bar{u}; \quad \varepsilon = \operatorname{div} \bar{U}; \quad (10)$$

$$\sigma_f = -mp_0 = Qe + R\varepsilon. \quad (11)$$

де u_i, U_i – компоненти векторів переміщень твердої \bar{u} і рідкої \bar{U} фаз в декартових координатах; t – час; $\rho_{11} = (1-m)\rho_s - \rho_{12}$; $\rho_{12} = m\rho_f - \rho_{12}$; ρ_s, ρ_f – густина відповідно твердої і рідкої фаз; ρ_{12} – коефіцієнт динамічного зв'язку фаз; m – відношення об'єму пор до всього об'єму ґрунту (пористість); $N = \mu$; $A = \lambda + K_f a_0^2 S_0 / m$; $R = mK_f S_0$; $Q = a_0 K_f S_0$; λ і μ – константи Ламе; K_f – модуль об'ємного стиснення рідини; θ_0 – динамічний коефіцієнт в'язкості рідини; $S_0 = mK_r / (mK_r + a_0 K_f)$; $a_0 = 1 - m - K_s / K_r$; $K_s = 2\mu / 3$; K_r – істинний модуль стиснення твердої фази; $b = m^2 \theta_0 / K_{pr}$; K_{pr} – коефіцієнт проникності; e – об'ємна деформація мінерального скелета; ε – об'ємна деформація рідкої фази; σ_{ij}^s – тензор напруг у скелеті під час протікання рідини; σ^f – сила, що діє на рідину, віднесена до одиниці поперечного перерізу пористого середовища; δ_{ij} – символ Кронекера. Напружений стан твердої фази характеризується ефективними напругами $\sigma' = \sigma_{ij}^s + (1-m)p_0\delta_{ij}$.

3. Врахування пластичної поведінки водонасичених ґрунтів

Особливо важливим у механіці ґрунтів, зокрема пластичних, є врахування їх нелінійних властивостей. Аналіз аварій на греблях та шельфових спорудах внаслідок динамічного (сейсмічного) впливу показує, що здебільшого вони пов'язані з розрідженням ґрунтів. Приклади чисельного моделювання цих явищ отримано в останні роки на основі використання моделей пружнопластичної поведінки скелета ґрунту [26]. Якщо на нижній межі шару задано горизонтальне сейсмічне прискорення, то в реальному ґрунті відбуватиметься зміна порового тиску. Однак лінеаризовані рівняння (9)–(11) не описують цей ефект, тому модель слід доповнити з урахуванням пружнопластичної поведінки твердої фази ґрунту.

Розвиток визначальних співвідношень для урахування пластичної поведінки ґрунтів почався з робіт Дракера, Прагера [27] та групи британських

учених під керівництвом Роско [28], які встановили більшість фундаментальних концепцій. Огляд літератури з теорії пластичності ґрунтів до 1975 р. наведено в працях [29, 30], де В. Ніколаєвський пропонує дилатансійну модель неасоційованої пластичності зі зміцненням. Поверхню навантаження використовують у вигляді $T + \alpha(q)\sigma - Y(q) = 0$, де T та σ – інтенсивність дотичних та нормальних напруг; α та Y – функції зміцнення (аналог кута φ і зчеплення c в законі Кулона $\tau = \sigma g(\varphi) + c$); q – пластична деформація об'єму (параметр зміцнення). Ця модель отримала розвиток у працях І.П. Бойка та його школи [31, 32].

4. Функції навантаження

Рівняння стану деформованих пружнопластичних і пружнов'язкопластичних середовищ залежать від функції навантаження і її похідних. Вона являє собою поверхню в просторі напружень, координати якої дорівнюють межах текучості матеріалу при різних напружених станах. Для всього різноманіття будівельних матеріалів, гірських порід і ґрунтів не існує єдиної функції навантаження. Кожна функція навантаження представляє деяку модель деформованого середовища, наділену певними властивостями. Застосування тієї чи іншої функції навантаження до конкретних матеріалів або ґрунтів можна підтвердити тільки шляхом зіставлення результатів розрахунку з експериментальними даними.

5. Умова Кулона-Мора

Дана умова в основному застосовується для ґрунтів [33, 34] і гірських порід [35]. У головних напруженнях вона має такий вигляд

$$\sigma_1 - \chi\sigma_2 - \sigma_p = 0 \quad (12)$$

де $\chi = \frac{\sigma_p}{\sigma_c}$, σ_p , σ_c – граничний стан матеріалу при розтягуванні і стисненні.

За цією умовою пластичний стан настає або при досягненні дотичними напругами деякої критичної величини, що залежить від нормальних напруг, які діють по тих же площинах ковзання, або при досягненні найбільшими нормальними напругами граничного значення. Гранична поверхня, що відповідає умові (15), являє собою шестигранну рівнонахилену до осей піраміду, побудовану в просторі головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

Якщо скористатися перетворенням від σ_c, σ_p до φ, c [36], яке застосовується до ґрунтів:

$$\sigma_p = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}, \quad \sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad \chi = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (13)$$

(де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту, а c – зчеплення в ньому). Після перетворення (12) отримаємо:

$$\left(\sigma_0 - \frac{\bar{\sigma} \sin \psi}{\sqrt{3}} \right) \sin \varphi + \bar{\sigma} \cos \psi - c \cos \varphi = 0. \quad (14)$$

При подальших перетвореннях отримаємо:

$$\left(\sigma_0 - \frac{\bar{\sigma} \sin \psi}{\sqrt{3}} \right) (1 - \chi) + \bar{\sigma} \cos \psi (1 + \chi) - \sigma_p = 0. \quad (15)$$

При $\sigma_m = \sigma_p = \sigma_c$ з (12) випливає

$$\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_m = 0, \quad (16)$$

а з (14) знаходимо

$$2\bar{\sigma} \cos \psi - \sigma_m = 0. \quad (17)$$

Ці формули визначають умову Тріска-Сен-Венана, яка може бути застосована до металів і сплавів. Формули (12)–(17) представляють функції текучості ґрунтів, які фіксують їх початкову текучість і застосовуються для незміцнених (ідеально пластичних) ґрунтів. В цьому випадку величини σ_c і σ_p не змінюються. Якщо деякі ґрунти за певних умов їх навантаження задовольняють закону ізотропного зміцнення, то при неодноразовому навантаженні та розвантаженні величини σ_c і σ_p повинні змінюватися.

Якщо σ_c і σ_p вважати незмінними, тоді до лівих частин наведених вище рівнянь слід додати деяку функцію, що враховує зміцнення ґрунтів в процесі їх пружно-пластичного деформування. Отримана таким чином нова функція і буде називатися функцією навантаження.

6. Модель лінійно-деформованого середовища

Якщо в розглянутій інженерній задачі напруги в елементах щільного ґрунту відносно невеликі або обмежені межею пропорційності між напругою і деформаціями, тобто далеко не досягають граничної несучої здатності ґрунтів, в системі рівнянь стану вводять в тій чи іншій формі закон Гука. Рівняння, отримані в цій системі, описують суть фізичного процесу, що спостерігається при стисканні або розвантаженні щільного ґрунту у відносно невеликому інтервалі навантажень. Для випадку плоскої задачі вони набувають такого вигляду:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [(1 - \mu^2)\sigma_x - \mu(1 + \mu)\sigma_z]; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [(1 - \mu^2)\sigma_z - \mu(1 + \mu)\sigma_x]; \\ \gamma_{xy} &= \frac{2(1 + \mu)}{E} \tau_{xy},\end{aligned}\tag{18}$$

де μ – коефіцієнт Пуассона; G_c – модуль зсуву, що дорівнює $2(1 + \mu)/E$.

Крім фізичних, в загальну систему рівнянь входять ще статичні й геометричні. Так, рівняння рівноваги для цієї ж плоскої задачі мають вигляд:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0; \quad \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0.\tag{19}$$

Геометричні рівняння пов'язують між собою лінійні (ε) і кутові (γ) деформації зі зміщеннями u , w , які в загальному випадку є нелінійними:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right]; \\ \gamma_{xz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} + \left(\frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial z} \right).\end{aligned}\tag{20}$$

У більшості задач, що описуються моделлю лінійно-деформованого середовища, деформації щільного ґрунту малі і членами другого порядку можна знехтувати, тоді отримаємо:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}; \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}.\tag{21}$$

Перетворюючи геометричні рівняння, можна отримати умову нерозривності, при дотриманні якої не порушується суцільність середовища. У випадку щільного ґрунту маємо:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xz}}{\partial x \partial z}.\tag{22}$$

З фізичних рівнянь можна отримати рівняння нерозривності в напругах (рівняння Бельтрамі-Мітчелла):

$$\Delta^2 (\sigma_x + \sigma_z) = -\frac{1}{1 - \mu} \left(\frac{\partial X}{\partial z} + \frac{\partial Z}{\partial x} \right).\tag{23}$$

Таким чином, плоска задача лінійно-деформованого середовища описується системою рівнянь, що дає змогу визначити:

- три компоненти напруг;
- три компоненти деформацій;
- дві компоненти переміщень.

У просторовій постановці кількість рівнянь зростає до 15, що дає змогу визначити:

- шість компонент напруг;
- шість компонент деформацій;
- три компоненти переміщень.

Крім рівнянь рівноваги і спільності, додатково необхідні граничні рівняння, що пов'язують напруги по контуру σ, τ з напругами всередині середовища. Зазвичай вводять потенційну функцію U_f та функцію напруг φ' , тоді об'ємні сили дорівнюють:

$$X = -\frac{\partial U_f}{\partial x}; \quad Z = -\frac{\partial U_f}{\partial z}, \quad (24)$$

а напруги, виражені через функції U_f і φ' :

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi'}{\partial z^2} + U_f; \quad \sigma_z = \frac{\partial^2 \varphi'}{\partial x^2} + U_f; \quad \tau_{xz} = -\frac{\partial^2 \varphi'}{\partial x \partial z}. \quad (25)$$

Підставляючи (24) у (23), отримаємо:

$$\frac{\partial^4 \varphi'}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^2 \varphi'}{\partial x^2 \partial z^2} + \frac{\partial^4 \varphi'}{\partial z^4} = -\frac{1}{(1-\mu)} \left(\frac{\partial^2 U_f}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 U_f}{\partial x^2} \right). \quad (26)$$

Рівняння (26) дозволяє вирішувати конкретні задачі теорії лінійно-деформованого середовища тільки в тих межах, коли початкові механічні властивості несуттєво відрізняються від кінцевих, тобто при малих переміщеннях і у відносно невеликому інтервалі навантажень. Найбільшу складність представляє в даному випадку необхідність виключення помилок у визначенні: 1) щільно або пухко складений ґрунт при заданих навантаженнях; 2) ступеня вологості ґрунту. Тобто, потрібно визначити, чи можна застосувати модель лінійно-деформованого середовища для даного конкретного будівельного об'єкта. Зрозуміло тільки, що застосовувати її в пухко складених ґрунтах не можна, оскільки, незважаючи на приблизно лінійну залежність $\varepsilon(\sigma)$, деформації настільки значні, що кінцеві механічні властивості істотно відрізняються від початкових і прийняті для цієї моделі умови однозначності не дотримуються. У цьому випадку система рівнянь напружено-деформованого стану лінійно-деформованого середовища стає фізично незамкненою і має бути замінена.

Можна, звісно, заперечити, що є приклади, коли побудовані на слабких ґрунтах споруди надійні в експлуатації. Відповідь на таке заперечення полягає в самому характері обстеження ґрунту. Річ у тому, що ні

дослідженнями, ні дослідженнями і контрольними перевірками в період будівництва не фіксується та межа, яку в даних геологічних умовах переступати не можна.

Значною мірою в таких умовах якість будівництва і сама експлуатаційна надійність споруди залежать від інтуїції проектувальника або будівельника, а також від його досвіду. Але рано чи пізно навіть найдосвідченіший будівельник помиляється через незліченне різноманіття ґрунтів і крайових умов, в яких він працює. Причому, найголовніше полягає в тому, що досі не існує достатнього набору об'єктивних критеріїв оцінки складності ґрунтових умов і прогнозу розвитку ґрунтових деформацій у часі.

Нерідко використовують методику лінійно-деформованого середовища для розрахунку напружень і деформацій, припускаючи, що в різних шарах ґрунту, при різних граничних умовах, механічні властивості неоднакові [37]. Наприклад, модуль деформації приймають змінним за глибиною. У цьому випадку результати розрахунку виходять більш точними, але великою трудністю є визначення початкових механічних властивостей в кожному шарі навіть однорідного ґрунту. Реальна картина нашарувань ґрунту в основі споруд набагато складніша. І йдеться не тільки про змінну товщину кожного шару, а й про складність оцінки ступеня його переущільнення або недоущільнення, оскільки в чинних нормативних документах відсутній класифікаційний показник, за допомогою якого можна виконати таку оцінку.

7. Модель теорії граничної рівноваги сипучого середовища

Основні теорії граничних станів матеріалів, їх властивості та область застосування розглядалися в роботах [38, 39]. Розглянемо модель граничної рівноваги сипучого середовища, коли у всіх точках ґрунтового середовища виконується умова граничної рівноваги, а в елементах масиву переважають пластичні деформації. Тоді відповідна система рівнянь напружено-деформованого стану набуває вигляду (для плоскої задачі):

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0; \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0; \sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3 + 3\sigma_n) \sin \varphi, \quad (27)$$

де $\sigma_n = \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi}$; C – зчеплення; φ – кут внутрішнього тертя.

Використовуючи модель (27), не можна визначити деформації середовища, які відповідають моменту настання граничної рівноваги, тому вона іноді називається бездеформативною.

Система рівнянь (27) дозволяє отримати задовільні результати тільки в тому випадку, якщо початкові і кінцеві міцнісні і деформативні властивості ґрунту несуттєво відрізняються один від одного:

$$\varphi = \operatorname{const}, C = \operatorname{const}; E = \operatorname{const}. \quad (28)$$

Умова (28) не має недоліків. Але такий висновок можна зробити тільки при першому знайомстві з теорією граничної рівноваги. Більш ретельне

вивчення теорії дозволяє помітити, що вимоги $\varphi = const$, $C = const$; $E = const$ у всіх елементах масиву не порушуються тільки в тому випадку, якщо всі елементи масиву будуть мати одну й ту саму щільність складання.

Але щільність складання якраз і не є однаковою по масиву, і вона не визначається ні чинними будівельними нормативними документами, ні самою теорією граничної рівноваги. Крім того, відомо, що міцнісні властивості ґрунтів в елементах масиву, як правило, змінні за глибиною і в плані, а саме це в розрахунках не враховується [37].

Таким чином, умови однозначності, прийняті в теорії граничної рівноваги, не можна визнати повними, а описувані нею процеси відносяться знову-таки до окремого випадку – поведінки гранично напружених елементів масиву ґрунту, без урахування ступеня його недоущільнення або переущільнення.

У теорії граничної рівноваги значне місце займає метод ліній ковзання. За його допомогою вирішується багато геотехнічних проблем, починаючи з задачі Прандтля про вдавлення жорсткого штампа [40] і закінчуючи набагато складнішими прикладами для багатошарових основ [41].

За допомогою ліній ковзання Соколовським [42] було запропоновано аналізувати зсувну поведінку ґрунту в граничному стані з похилою денною поверхнею. Показано, що таким чином можна визначати глибину розвитку зсувних зміщень. Однак актуальним залишається аналіз напруженого стану ґрунтів, особливо в залежності від розташування в масиві. Відомо, що дотичні напруження τ_n в граничному стані ґрунту пов'язані з нормальними співвідношенням Кулона [43]:

$$\tau_n = C + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi, \quad (29)$$

де σ_n – ефективна нормальна напруга.

Рівняння (29) можна представити двома симетричними прямими в площині напруг Мора (рис. 1). Лінії поділяють площину на дві частини: стійку і нестійку. Коли $\varphi = 0$, прямі паралельні, і за властивостями ґрунту повністю відповідає глинистому матеріалу Мізеса.

Згідно з рис. 1, маємо

$$H = C \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (30)$$

Компоненти напружень виражаються через середнє напруження σ' :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_y \end{array} \right\} = \sigma' (1 \pm \sin \varphi \cos 2\alpha) - H; \quad (31)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{\max} \sin 2\alpha = \sigma' \sin \varphi \cos 2\alpha. \quad (32)$$

Гранична рівновага ґрунту для плоскої задачі описується системою диференціальних рівнянь:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \gamma \sin \theta - \frac{\partial P}{\partial x} \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \gamma \cos \theta - \frac{\partial P}{\partial y}, \end{cases} \quad (33)$$

де γ – питома вага ґрунту, θ – кут нахилу схилу, P – поровий тиск.

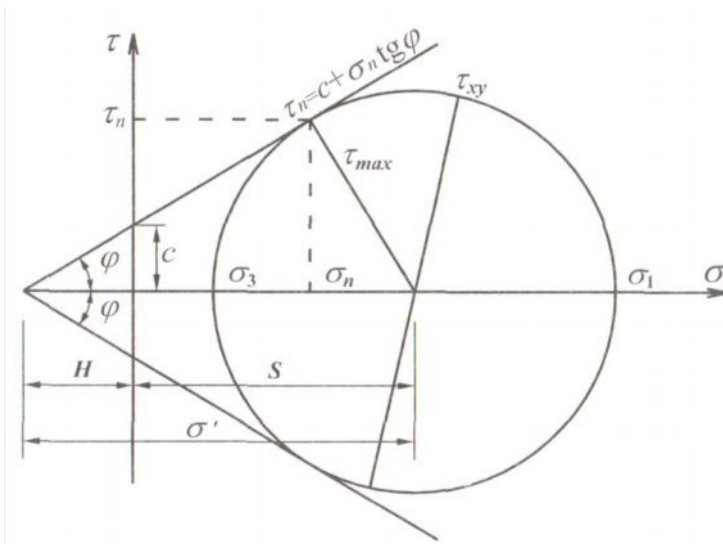


Рисунок 1 – Коло напруг Мора, яке показує співвідношення між дотичними і нормальними напруженнями в ґрунті

Зсувні схили мають, як правило, складну геометрію, геоморфологію, літогенну основу. Тому визначення ступеня їх стійкості являє собою складну геотехнічну задачу, яка вирішується чисельними методами. Однак розкриття статичної невизначеності нерідко здійснюється на підставі припущень. Прикладом є завдання в методі Морґенштерна-Прайса [44] функцій міжвідсікових сил. Залежно від форми призначеної функції отримуються різні значення коефіцієнтів стійкості. Тому розгляд спрощених завдань актуальний для виявлення закономірностей розподілу напружень в ґрунті.

Спрощену модель зсувного масиву можна представити у вигляді однорідного ґрунтового півпростору, нахиленого під кутом θ до горизонту, як показано на рис. 2. Ґрунт в масиві схилу під дією сил тяжіння може досягти граничного стану. При цьому його міцнісні характеристики будуть відповідати умові Кулона-Мора (29), а поровий тиск є функцією глибини ґрунтового масиву (від $y = 0$ до $y = h$):

$$P = P_h \frac{y}{h}. \quad (34)$$

Відповідно до цієї умови напруги залежать від глибини y , і рівняння (34) можуть бути безпосередньо проінтегровані:

$$\begin{cases} \tau_{xy} = \gamma \cdot y \cdot \sin \theta; \\ \sigma_y = \gamma \cdot y \cdot (\cos \theta - r_u), \end{cases} \quad (35)$$

де $r_u = P_h / (\gamma \cdot h)$ – коефіцієнт порового тиску.

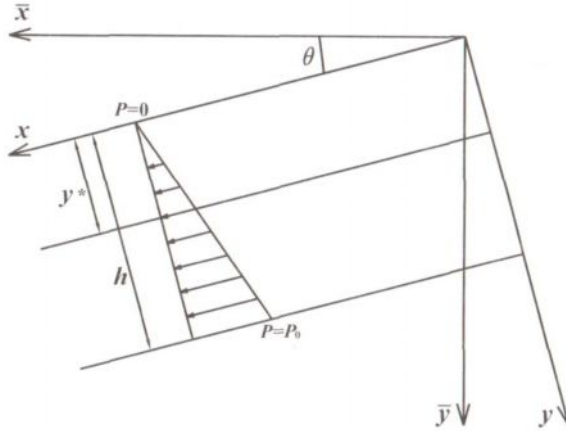


Рисунок 2 – Спрощена модель зсувного масиву у вигляді однорідного ґрунтового півпростору, нахиленого під кутом θ до горизонту

Для ґрунту схилу рівняння граничної рівноваги (31, 32) можна записати у вигляді:

$$\begin{cases} \tau_{xy} = \gamma \cdot y \cdot \sin \theta = \sigma' \cdot \sin \varphi \cdot \sin 2\alpha; \\ \sigma_y = \gamma \cdot y \cdot (\cos \theta - r_u) = \sigma' \cdot (1 - \cos \varphi \cdot \cos 2\alpha) - H. \end{cases} \quad (36)$$

Звідси середнє нормальне напруження σ' и глибина y :

$$\sigma' = \frac{H \cdot \sin \theta}{\sin \theta - \sin \varphi \cdot \sin (2\alpha + \theta) + r_u \cdot \sin \varphi \cdot \sin 2\alpha}; \quad (37)$$

$$y = \frac{H \cdot \sin \varphi \cdot \sin 2\alpha}{\gamma [\sin \theta - \sin \varphi \cdot \sin (2\alpha + \theta) + r_u \cdot \sin \varphi \cdot \sin 2\alpha]}. \quad (38)$$

У роботі [45] Savage W. и Smith W. показали, що на основі такого рішення отримуються значення граничної потужності y^* зсувного масиву:

$$y^* = \frac{C \cdot \cos \varphi}{\gamma [\sin(\theta - \varphi) + r_u \sin \varphi]}. \quad (39)$$

Аналіз рівняння (39) показує, що коли $\sin(\theta - \varphi) + r_u \sin \varphi > 0$, то гранична рівновага можлива тільки в діапазоні $0 \leq y \leq y^*$. Якщо $\sin(\theta - \varphi) + r_u \sin \varphi = 0$, то $y^* \rightarrow \infty$. Побудова полів напружень і характеристик для цього випадку відома за роботами К. Терцагі [46] і В.В. Соколовського [47]. Якщо $\sin(\theta - \varphi) + r_u \sin \varphi < 0$, то схил стійкий.

Рівняння ліній ковзання в зоні граничної рівноваги зсувного ґрунту з урахуванням меж порового тиску:

$$y = \frac{y^* [\sin(\theta - \varphi) + r_u \cdot \sin(\varphi)] \cdot \sin 2\alpha}{D_1} \quad (40)$$

де $D_1 = \sin \theta - \sin \varphi \cdot \sin(2\alpha + \theta) + r_u \sin \varphi \cdot \sin 2\alpha$.

Якщо замінити в (40) $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$ і прийняти $y = y^*$, то гранична рівновага в товщі ґрунту настає в діапазоні $0 \leq y \leq y^*$. Лінія $y = y^*$ являє собою поверхню ковзання зсуву.

Таким чином, знаючи фізико-механічні характеристики ґрунтів і кут нахилу денної поверхні схилу, можна визначати глибину розвитку зсувних зміщень. Це актуально при нестачі даних досліджень і для розуміння напруженого стану ґрунтів у граничному стані.

8. Граничний напружений стан зсувних ґрунтів

Підставивши (37) в (31), можна отримати:

$$\sigma_x = \frac{H \cdot \sin \theta (1 + \sin \varphi \cdot \cos 2\alpha)}{D_1} - H \quad (41)$$

Межі зміни кута α (між найбільшою головною ефективною напругою σ_1 і віссю x залежать від виду напруженого стану. У першому випадку, для зони стиснення (пасивного тиску):

$$0 \leq \alpha \leq 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \quad (42)$$

У другому випадку, для зони розтягування (активного тиску):

$$45^\circ - \frac{\varphi}{2} \leq \alpha \leq 90^\circ \quad (43)$$

Таким чином, зона стиснення («пасивна») розташовується в нижній частині зсувного масиву, а зона розтягування («активна») – у верхній. У загальному вигляді це показано на рис. 3.



Рисунок 3 – Схема розташування зон розтягування, плоскопаралельного переміщення і стиснення в зсувному масиві [49]

Між зонами розтягування і стиснення розташовується область плоскопаралельного переміщення, яка може бути досить протяжною. Аналогічні картини розподілу напруг отримують і в кінцево-елементних розрахунках [48]. На рис. 4 показано розподіл напружень $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ по глибині y/y^* ґрунтового масиву, що знаходиться в стані граничної рівноваги, при $\theta = 20^\circ$, $\varphi = 30^\circ$ і $r_u = 0,5$ [49]. Аналогічну форму ці графіки мають і при інших значеннях θ , φ і r_u .

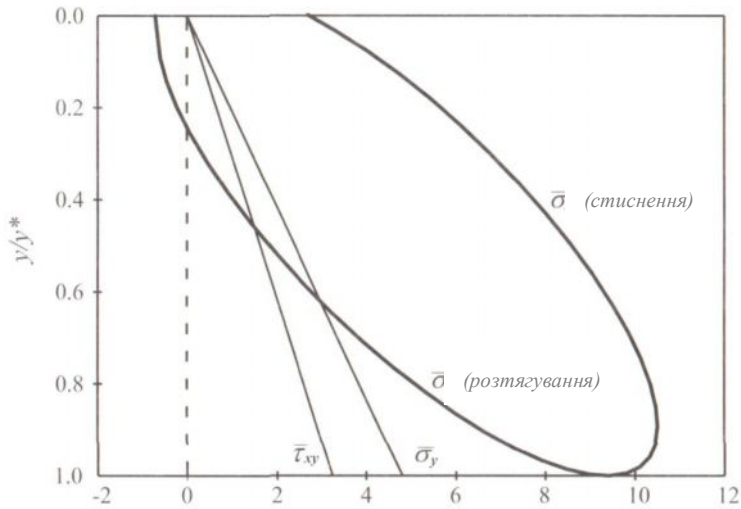


Рисунок 4 – Розподіл безрозмірних напружень $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\tau}_{xy}$ по глибині y/y^* зсувного масиву при $\theta = 20^\circ, \varphi = 30^\circ$ і $r_u = 0,5$ [49]

Дотична напруга τ_{xy} і вертикальна нормальна ефективна напруга σ_y лінійно збільшуються з глибиною, досягаючи максимальних значень на поверхні ковзання. На рівні денної поверхні значення цих напруг дорівнюють нулю.

Горизонтальні нормальні напруги σ_x розподіляються в товщі зсуву в залежності від виду напруженого стану. У стислій зоні вони плавно зростають зі збільшенням глибини, а навколо поверхні ковзання – дещо зменшуються. Це явище пояснює природу прояву не «поверхонь ковзання», а так званих «зон деформованого горизонту» [50], які можуть мати значну товщину.

Фізико-механічні властивості ґрунтів у цих зонах і в навколишньому масиві відрізняються. У розтягнутій зоні у верхній частині зсуву нормальні напруги мають негативні значення. Цим пояснюється наявність тріщин на поверхні відриву. Використовуючи отримані залежності, можна визначити глибину розвитку цих тріщин. У розрахунках стійкості ці ділянки необхідно виключати.

Із графіків у розтягнутій зоні видно, що на розвиток зон з негативними значеннями напруг найбільше впливають зміни зчеплення ґрунту C і кута внутрішнього тертя φ . При певних співвідношеннях розтягуючі зусилля можуть розвиватися на половину товщі зсувного масиву.

Зони тріщин відриву можуть розташовуватися в широких межах як по глибині, так і в плані. Отримані результати дозволяють визначати ділянки зсуву, які необхідно виключати з розрахунків, що виконуються «відсіковими методами».

9. Алгоритмізація методів граничної рівноваги для дослідження зсувних масивів

Основоположником розробки математичних методів граничної рівноваги слід вважати Франсе (Франція, 1820 р.). Саме Франсе вперше використав закон Кулона для опису опору зрушення пісків в залежності від навантаження. Вінклер (1872 р.) запропонував формули для оцінки ступеня стійкості земляного масиву по нахилений площині. Гіпотеза стосовно круглоциліндричної поверхні ковзання вперше знайшла своє відображення (застосування) у розрахунках Колена (Франція, 1846 р.). Застосувавши цю гіпотезу, шведський інженер К. Петерсон у 1916 році вперше розрахував підпірну стінку. Першим, хто запропонував поділити зсувний ґрунтовий масив на ряд вертикальних монолітних стовпчиків, слід вважати саме Свена Хюльгіна (1919 р.) [51]. У подальшому розвиток та удосконалення цих методів знайшли своє відображення у працях А. Бішоп, Е. Спенсер, Н.М. Герсєванова, М.Н. Гольдштейна, С.С. Голушкевича, М.І. Горбунова-Посадова, М.М. Гришина, Г. Крея, М.М. Маслова, В.В. Соколовського, Е. Спенсера, Д. Тейлора, К. Терцагі, В. Фелленіуса, В.С. Христофорова, В.К. Цветкова, Р.Р. Чугасєва, Г.М. Шахунянца, П.І. Яковлева та інших вчених-дослідників [52–61].

Метод Г.М. Шахунянца застосовується для схилів із фіксованою поверхнею руйнування. Поверхня ковзання в даному випадку набуває вигляду ламаної лінії у вертикальній площині (рис. 5).

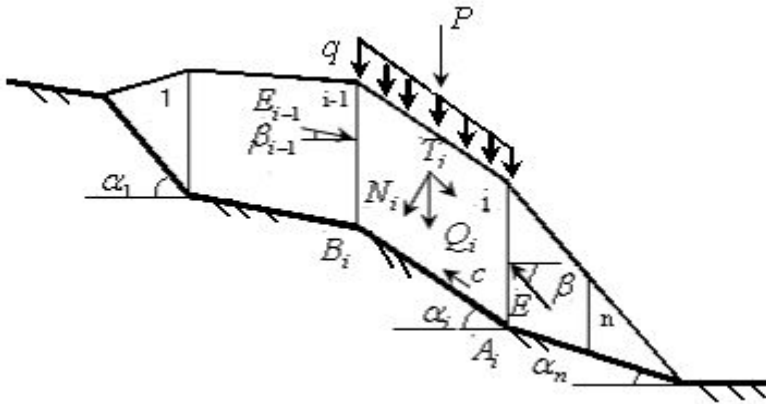


Рисунок 5 – Розрахункова схема схилу на випадок зсувного масиву ґрунту з фіксованою поверхнею ковзання

Коефіцієнт стійкості в даному випадку визначається як:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n F_{ymp}}{\sum_{i=1}^n F_{зр}}, \quad (44)$$

де F_{ymp} – сила, що утримує схил від руйнування; $F_{зр}$ – сила зрушення, тобто сила, що викликає руйнування.

У методі круглоциліндричних поверхонь ковзання, запропонованому В. Фелленіусом та К. Терцагі, коефіцієнт стійкості визначається за принципом «методу моментів». Із трьох рівнянь статки використовується лише одне – рівняння моментів. У даному випадку величина стійкості (коефіцієнт стійкості) визначається як відношення моменту утримуючих сил $M_{ур}$ до моменту сил, які зрушують схил, $M_{зр}$:

$$K_{cm} = \frac{M_{ymp}}{M_{зр}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n N_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n C_i \ell_i \right) \cdot R}{\sum_{i=1}^n T_i R}, \quad (45)$$

де T_i і N_i – відповідно дотична і нормальна до лінії руйнування i -го блоку ($T_i = P_i \cos \alpha_i$, $N_i = P_i \sin \alpha_i$); ℓ_i – довжина ділянки руйнування i -го блоку; R – радіус кривої, за якою відбувається руйнування.

В інтерпретації К. Терцагі даний метод застосовують для первинних схилів, тобто для схилів, де положення поверхні ковзання встановлюється у процесі розрахунку [46]. Не можна не згадати методи, розроблені та запропоновані Янбу, Моргенштерном і Прайсом, а також Спенсером [44, 52, 58]. Всі ці методи можна застосовувати у випадках круглоциліндричних і довільних поверхонь ковзання. В основу більшості методів визначення стійкості зсувного

схилу покладена умова рівноваги одразу всього масиву. Ці методи отримали назву інтегральних методів [62].

Основними недоліками зазначених методів є: визначення поверхні ковзання з елементами випадковості, що призводить до недостатнього забезпечення необхідної імовірності розрахунку при малій кількості поверхонь; відсутність встановленого зв'язку між поверхнею руйнування і фізико-механічними властивостями ґрунту; відсутність врахування бічного розширення ґрунту. Незважаючи на ці недоліки, широкомасштабне застосування розрахункових коефіцієнтів стійкості і величин зсувного тиску, що триває багато десятиліть, підтвердило, що вони досить задовільно описують реальний стан зсувних масивів [63]. Відхилення розрахункових результатів від того, що має місце на практиці, зумовлені не стільки недосконалістю методів розрахунків, скільки недосконалістю визначення міцнісних показників ґрунтових масивів, які використовуються в цих розрахунках, а в низці випадків – не зовсім вірними прийнятими в розрахунках положеннями поверхонь ковзання, що не відповідають їх просторовому положенню в дійсності.

10. Програма Landslip прикладних розрахунків зсувних масивів за методами граничної рівноваги

На основі розрахункових формул методів Маслово-Берера і Шахунянца був розроблений загальний чисельний алгоритм і написана програма мовою програмування JAVA. Одна з останніх версій програми, що дістала назву LandSlip07 [64], призначена для чисельного моделювання напруженого стану зсувонебезпечних схилів: визначення коефіцієнта стійкості методом Маслово-Берера або Шахунянца і величини зсувного тиску. У результаті доопрацювання на сьогодні у новій версії програми Landslip можливе автоматизоване вирішення додаткових завдань:

1. Чисельне визначення коефіцієнта ризику зрушення зсувонебезпечних схилів.

2. Вирішення зворотних задач механіки ґрунтів щодо визначення фізико-механічних характеристик зсувонебезпечних схилів.

Для вивчення еволюції коефіцієнта стійкості і зсувного тиску зсувного схилу при збільшенні рівня ґрунтових вод та вироблення відповідних рекомендацій відносно його стабілізації було проведене чисельне моделювання наступного схилу (рис. 6).

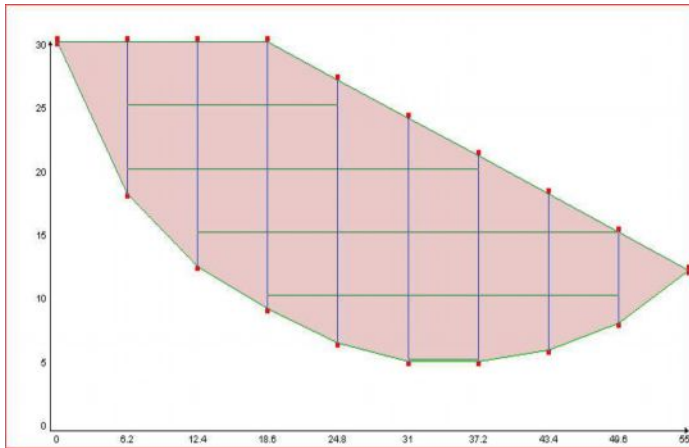


Рисунок 6 – Вертикальний переріз схилу в програмі Landslip¹

Для тестування нової комп'ютерної програми Landslip були виконані розрахунки стійкості схилу методами Маслово-Берера і Шахунянца. Проведені розрахунки показали достовірність результатів. У той же час при розрахунку на ПК були отримані несуттєві відмінності у кількісному значенні коефіцієнта стійкості схилу. Це пов'язано, в першу чергу, з похибками у заданні геометрії схилу, а також з тим, що низка геометричних характеристик схилу у книзі (див. виноску) розраховувалась за наближеними та осередненими значеннями. Це, відповідно, вплинуло на точність визначення зсувних та утримуючих сил по кожному окремому елементу, а в кінцевому підсумку – і на сумарні їх величини. Тестування програми Landslip виконувалося також стандартними методами, прийнятими у програмуванні – згущенням розрахункової сітки у два і чотири рази.

10.1. Порівняльний аналіз тестування канадської програми SLOPE/W і Landslip

Було запропоновано сумісне польсько-українське тестування нової версії програми Landslip у конструкторському бюро KWB "TUROW". Програма тестування складалася із серії розрахунків зсувних схилів за допомогою програми Landslip і канадської програми SLOPE/W (рис. 7) [65].

Програма тестування двох програм містила в собі наступні серії розрахунків для ідентичних зсувних перерізів:

1. Тестування схилу (рис. 6).
2. Тестування для обводненого схилу.
3. Тестування для різних коефіцієнтів C і φ .

Перша серія розрахунків. На рис. 6 наведені отримані перерізи зсувного схилу, які задаються за програмою Landslip та канадською програмою SLOPE/W відповідно.

¹ Приклад взято з книги: Маслов Н.Н. Прикладная механика грунтов / Николай Николаевич Маслов. – М.: Изд-во Министерства строительства предприятий машиностроения, 1949 г. – 328 с. (Приклад у книзі зображений на рис. 140, стор. 265, а його розрахунки наводяться на стор. 268)

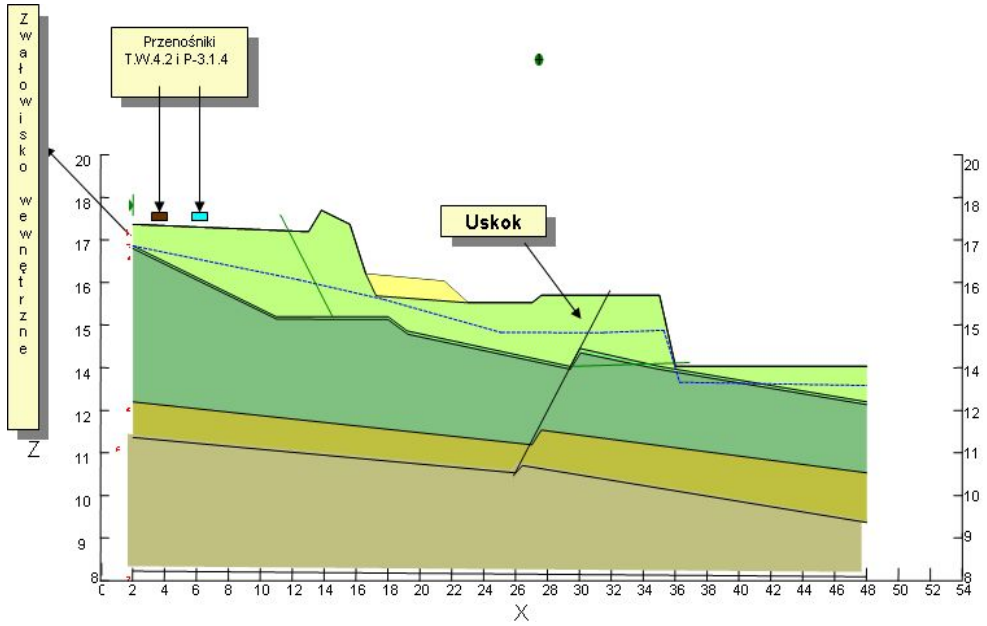


Рисунок 7 – Зображення зсуву у канадській програмі SLOPE/W

Значення коефіцієнта стійкості за канадською програмою та програмою Landslip наступні:

1) за канадською програмою – 1.23 (метод Бішопа), за нашою – 1.23 (метод Шахунянца). Абсолютна похибка 0;

2) за канадською програмою – 1.13 (метод Спенсера), за нашою – 1.15 (метод Маслова-Берера). Абсолютна похибка 0.02.

Друга серія розрахунків. Розрахунки були продовжені за двома програмами для ідентичних зсувних перерізів з різним розташуванням депресійних кривих у схилі (рис. 8).

У результаті розрахунків для першого варіанта розташування депресійної кривої (рис. 8) отримані наступні значення коефіцієнта стійкості. Програма: SLOPE/W – Bishop Method = 0.92; Landslip – Shahynianc Method = 1.08 (абсолютна похибка 0.16); SLOPE/W – Spenser Method = 1.031; Landslip – Maslov-Berer Method = 1.23 (абсолютна похибка 0.199).

У результаті розрахунків другого варіанта розташування депресійної кривої отримані наступні значення коефіцієнта стійкості. Програма: SLOPE/W – Bishop Method = 0.71; Landslip – Shahynianc Method = 0.82 (абсолютна похибка 0.11); SLOPE/W – Spenser Method = 0.78; Landslip – Maslov-Berer Method = 1.05 (абсолютна похибка 0.27).

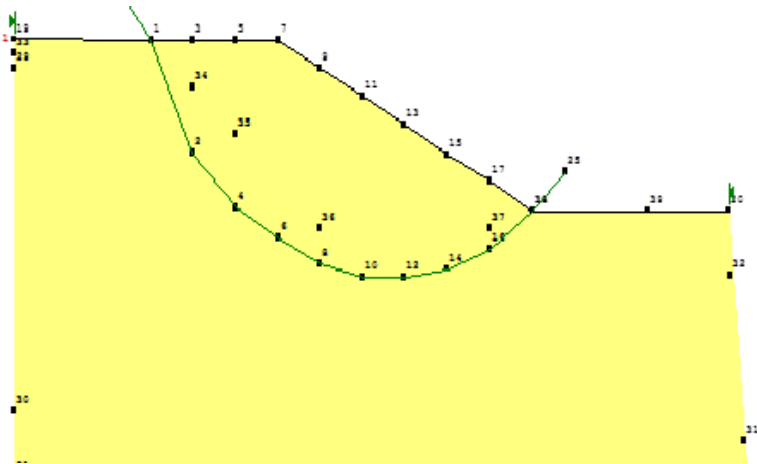


Рисунок 8 – Завдання несуттєвого обводненого зсувного схилу у програмі SLOPE/W

Третя серія розрахунків. Досліджувався вплив значення коефіцієнта та питомого зчеплення ґрунту C на коефіцієнт стійкості, який буде отриманий за допомогою програми SLOPE/W та програми Landslip для зсувного масиву (рис. 6). Дані порівняння розрахунків за двома програмами наведені у табл. 1.

Таблиця 1 – Порівняльний аналіз впливу коефіцієнта C

№	C	Canadian programe		Ukrainian programe	
		Bishop	Spenser	Shahunianc	Maslov
1	0.5	1.11	1.22	1.08	1.12
2	1.8	1.13	1.23	1.16	1.23
3	2.5	1.142	1.25	1.4	1.56

10.2. Порівняльний аналіз тестування програм PLAXIS і Landslip

Прийняття Закону України «Про авторське право і суміжні права» від 11 липня 2001 р. зумовило необхідність використання в розрахунках дорогих ліцензійних копій програмних комплексів. У табл. 2 наведено фрагмент одного з останніх прайс-листів програмного комплексу PLAXIS [66].

Таблиця 2 – Фрагмент прайсу програмного комплексу PLAXIS

Вартість однієї ліцензійної копії	
PLAXIS 3D 2010, First Licence	€24 000
PLAXIS 2D 2010 Suite, First Licence	€11 700
PLAXIS 2D, First Licence	€8 900

З огляду на неможливість придбання ліцензійних копій програмного комплексу PLAXIS більшістю інженерних компаній, що працюють на будівельному ринку України, доцільно використовувати традиційні методи розрахунку зсувних схилів на основі методів Маслова-Берера і методу

Шахунянца, рекомендованих ДБН [67] і реалізованих у програмному комплексі Landslip. Був проведений порівняльний аналіз двох програмних комплексів PLAXIS і Landslip для одного і того ж самого зсувного схилу. З цією метою числові розрахунки за методами Маслова-Берера і Шахунянца порівняні з більш точним чисельним рішенням на основі моделі Кулона-Мора, що реалізується в програмному комплексі PLAXIS.

Були розглянуті два типи ґрунтових умов: глина й пісок. На рис. 9 наведено переріз зсувного схилу в програмному комплексі PLAXIS. Аналогічний зсувний переріз у програмі Landslip має вигляд (рис. 10).

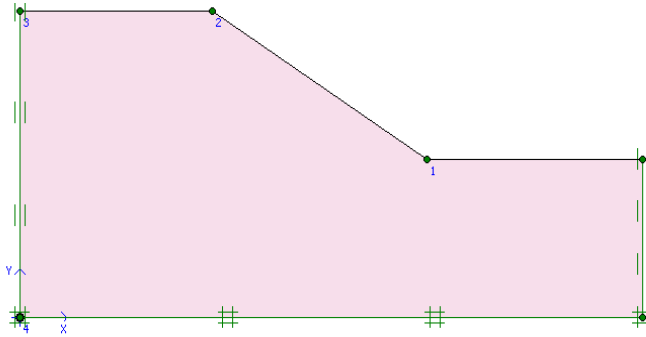


Рисунок 9 – Переріз зсувного схилу в програмі PLAXIS

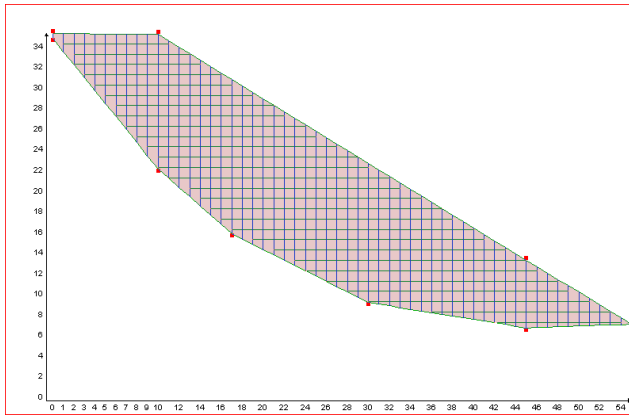


Рисунок 10 – Переріз зсувного схилу в програмі Landslip

Фізико-механічні характеристики ґрунтів у програмному комплексі PLAXIS були такими:

– пісок: $\gamma_{\text{unsat}} = 16 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ кН/м}^3$; $E_{\text{ref}} = 2,8 \times 10^4 \text{ кН/м}^2$; $\nu = 0,3$; $c = 2 \text{ кН/м}^2$; $\phi = 32^\circ$;

– глина: $\gamma_{\text{unsat}} = 17 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ кН/м}^3$; $E_{\text{ref}} = 2,1 \times 10^4 \text{ кН/м}^2$; $\nu = 0,42$; $c = 57 \text{ кН/м}^2$; $\phi = 18^\circ$.

У програмному комплексі Landslip використовувалися такі характеристики:

– пісок: $\gamma_{\text{unsat}} = 16 \text{ кН/м}^3$; $\nu = 0,3$; $c = 2 \text{ кН/м}^2$; $\phi = 32^\circ$;

– глина: $\gamma_{\text{unsat}} = 17 \text{ кН/м}^3$; $\nu = 0,42$; $c = 57 \text{ кН/м}^2$; $\phi = 18^\circ$.

Результати розрахунку тестового прикладу з використанням двох програмних комплексів наведено в табл. 3 і 4 для піску і глини.

Таблиця 3 – Порівняння результатів розрахунку для піску

№ з/п	Програма		Пісок	Абсолютна похибка	Відносна похибка
			K_y		%
1	Landslip	Метод Шахунянца	1,33	-0,21	18,75
		Метод Маслова-Берера	1,23	-0,11	9,82
2	PLAXIS		1,12		

Таблиця 4 – Порівняння результатів розрахунку для глини

№ з/п	Програма		Глина	Абсолютна похибка	Відносна похибка
			K_y		%
1	Landslip	Метод Шахунянца	1,61	0,03	1,83
		Метод Маслова-Берера	1,44	0,2	12,2
2	PLAXIS		1,64		

Висновки

1. Наведено математичні моделі та крайові задачі нелінійної механіки ґрунту (моделей Біо та ін.), над якими провадилася робота впродовж останніх 35 років, починаючи з узагальнених моделей пористопружного насиченого рідиною середовища (аналізу, вирішення крайових задач [68, 69] та ін.) до тестування розробленого програмного комплексу Landslip та вирішення будівельних задач з розрахунку зсувонебезпечних схилів, стійкості стінок котлованів, протизсувних споруд та ін. [70–74].

2. У результаті трьох серій проведених сумісних розрахунків отримано достатній збіг результатів за чисельними характеристиками зсувного тиску та коефіцієнта стійкості схилу за двома програмами. При зміні ступеня обводнення схилу канадська програма SLOPE/W реагувала сильніше. При зміні коефіцієнта питомого зчеплення ґрунту C сильніше реагувала програма Landslip. Таким чином, розходження між результатами розрахунків в усіх серіях порівняльного чисельного експерименту не перевищили 3–7%, що свідчить про можливість отримання адекватних результатів за новою версією програми Landslip07. Подальше тестування чергових версій програми Landslip передбачено за натурними даними KWB "TUROW" у найближчий час.

3. Виконано розрахунок коефіцієнта стійкості зсувного схилу з використанням програмного комплексу PLAXIS, побудованого на пружно-пластичній моделі ґрунту з критерієм міцності Кулона-Мора за другою та першою групами граничних станів, а також наближених методів Маслова-Берера і Шахунянца за допомогою програми Landslip за першою групою

граничних станів. Абсолютна похибка за методом Маслова-Берера для піску становила 0,21, а для глини – 0,03; відносна похибка для піску становила 18,75%, глини – 1,83%. Абсолютна похибка за методом Шахунянца для піску становила 0,11, для глини – 0,2; відносна похибка для піску становила 9,82%, для глини – 12,2%. Спільні розрахунки показали, що відносна похибка наближених числових методів Маслова-Берера і Шахунянца, реалізованих у програмі Landslip, для обчислення коефіцієнта стійкості розглянутого зсувного схилу не перевищує 12–19% для піску і глини порівняно з результатами програмного комплексу PLAXIS. Найкращі збіги характеризуються відносною величиною 1,83% (для глини за методом Маслова-Берера). Це свідчить про те, що наближені інженерні методи Маслова-Берера і Шахунянца можуть використовуватися інженерами-проектувальниками на початкових етапах проектування протизсувних споруд та оцінки зсувної небезпеки.

4. Порівняльні чисельні тести програмних комплексів PLAXIS і Landslip необхідно продовжити в більш широкому діапазоні ґрунтових умов і геометрії зсувних масивів з урахуванням сейсмічних чинників, ґрунтових вод тощо, визначення похибок. Це дасть змогу українським проектувальникам, не порушуючи Закон України «Про авторське право і суміжні права» від 11 липня 2001 р., отримувати оціночні результати на більш доступних порівняно з дорогим програмним комплексом PLAXIS програмних комплексах.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Lacasse S. 8th Terzaghi Oration Protecting society from landslides – the role of the geotechnical engineer. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013. – P. 15–34.
2. Sassa K. (2005) Landslides: Risk analysis and sustainable disaster management [Online], <http://www.ebook3000.com/Kyoji-Sassa-Landslides-Risk-Analysis-and-Sustainable-Disaster-Management-147509.html>.
3. Margottini C., Vilimek V. (2014) The ICL Network on "Landslides and Cultural & Natural Heritage (LACUNHEN)". Landslides 11, ISSN:1612-510X: 934–938.
4. Lollino, G. (2014) Engineering Geology for Society and Territory IAEG XII Congress Volumes Lollino, Giorgio (Ed.), 8643 p. 8 volume-set.
5. Highland L., Bobrowsky P. (2008) The Landslide Handbook – A Guide to Understanding Landslides: Reston, U.S. Geological Survey Circular, Virginia. – 129 p.
6. The U.S. Geological Survey Landslide Hazards Program 5-Year Plan 2006-2010. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey
7. National Landslide Hazard Mitigation Strategy – A framework for loss reduction / Circular 1244. U.S. Department of the Interior. USGL.
8. Ученые: Сильные землетрясения могут быть во всей Украине Новости Украины / 23 марта 2011 | 08:51 Режим доступа: <http://for-ua.com/ukraine /2011/03/23/085121.html>
9. Trofymchuk O., Kaliukh I., Hlebchuk H., Berchun V. (2013) Experimental and analytical studies of landslides in the south of Ukraine under the action of natural seismic impacts // Earthquake-Induced Landslides. Proceedings of the International Symposium on Earthquake-Induced Landslides, Kiryu, Japan, 2012. Springer-Verlag Berlin Heidelberg: 883–890.
10. Kaliukh I. (1999) Application of modern information technologies, mathematical methods and measure instruments for registration and forecasting evolution of the process in the dangerous areas. – Kiev: Society “Knowledge”. – 64 p.

11. Терцаги К. Теория механики грунтов. – М: Госстройиздат, 1961. – 508 с.
12. Fillunger P. Versuche über die Zugfestigkeit bei allseitigem Wasserdruck / Osterr Wochenschrift für den öffentl Baudienst. – 1915. – Н 29. – Р. 443–448.
13. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения. – М.: Стройиздат, 1948. – 248 с.
14. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов. – М.: Наука, 1967. – 272 с.
15. Гринченко В.Т., Мелешко В.В. Гармонические колебания и волны в упругих телах. – Киев: Наук, думка, 1981. – 284 с.
16. Улитко А.Ф. Векторные разложения в пространственной теории упругости. – Киев: Академперіодика, 2002. – 342 с.
17. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А. Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1973. – 627 с.
18. Ермоленко Н.П., Трофимчук А.Н. Динамические контактные задачи для упруго-пористых водонасыщенных сред // Тез. докл. III Всесоюз. конф. Смешанные задачи механики деформируемого тела.: – Харьков, 1985. – С. 198.
19. Исследования сейсмостойкости реакторного отделения атомной станции с учетом взаимодействия с основанием / В.М. Сеймов, А.Н. Трофимчук, О.А. Савицкий, М.Д. Бородай, Н. П. Ермоленко // Сейсмостойкое стр-во. – 1998. – № 1. – С. 16–19.
20. Нестационарные взаимодействия конструкций с усложненными средами / В.М. Сеймов, А.И. Ермоленко, Б.Н. Островерх, А.Н. Трофимчук // Гидромеханика. – Киев: Наук, думка, 1996. – Вып. 70. – С. 126–141.
21. Поручиков В.Б. Методы динамической теории упругости. – М.: Наука, 1986. – 328 с.
22. Флорин В.А. Основы механики грунтов. – М.;Л.: Госстройиздат, 1959. – 248 с.
23. Biot M.A. The interaction of Rayleigh and Stoneley waves in ocean bottom // Bull. Seism. Soc. Amer. – 1952. – 42, № 1. – Р. 81–92.
24. Био М.А. Обобщенная теория распространения акустических волн в диссипативных пористых средах // Там же. – С. 135–155.
25. Довгий С.О., Лялько В.І., Трофимчук О.М. та ін. Інформатизація космічного землезнавства. – К.: Наук. Думка. – 2001. – 606 с.
26. Zienkiewicz O.C., Pastor M., Rubio C. Respuesta sismica de presas de materiales sueltos // Ing. civ. – 1995. – № 100. – Р. 97–103.
27. Drucker D. C, Prager M. Soil mechanics and plastic analysis or limit design // Quart. Appl. Math. – 1952. – № 10. – Р. 157–165.
28. Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P. On the yielding of soils // Geotechnique. – 1958. – № 8. – Р. 22–53.
29. Николаевский В.Н. Механические свойства грунтов и теория пластичности // Итоги науки и техники. Механика деформации тв. тела. – 1971. – Т. 6. – С. 36–55.
30. Николаевский В.Н. Успехи механики деформируемых сред. – М.: Наука, 1975. – С. 397–413.
31. Бойко И.П., Дельник А.Е. Пластическое течение дилатирующих грунтов в основании свайных фундаментов // VI Всес. съезд по теорет. и прикл. механ.: Тез. докл. – Ташкент: Фан, 1986. – С. 120.
32. Бойко И.П., Нечипоренко В.С., Обухов А.В. Исследование взаимодействия заглубленного упругого штампа с физически нелинейным основанием с учетом трения на контакте // V Всес. конф. по статике и динамике пространственных конструкций: Тез. докл. – Киев, КИСИ, 1985. – С. 28.
33. Бугров А.К., Нарбут Р.М. и др. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия. – Л.: Стройиздат, 1987. – 185 с.
34. Определяющие законы механики грунтов. Механика, новое в зарубежной науке, № 2. – М.: Мир, 1975. – 230 с.
35. Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. – М.: Мир, 1977. – 350 с.
36. Хархута Н.Я., Иевлев В.М. Реологические свойства грунтов. – М.: Автотрансиздат, 1961. – 76 с.

37. Рыжов А.М. Введение в нелинейную механику грунтов и физическое моделирование оснований. – Запорожье: РИП «Видавель», 1995. – 448 с.
38. Гольденблат И.И., Копнов В.А. Критерии прочности и пластичности конструкционных материалов. – М.: Машиностроение, 1968. – 191 с.
39. Фисенко Г.Л. Устойчивость бортов карьеров и отвалов. – М.: Л.: Недра, 1965. – 378 с.
40. Хилл Р. Математическая теория пластичности / Р. Хилл. – М.: ГИТТЛ, 1956. – 407 с.
41. Строганов А.С. Несущая способность пластически неоднородного основания, ограниченного жестким подстилающим слоем / А.С. Строганов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – № 6 – С. 23–26.
42. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды / В. В. Соколовский. – М., 1960. – 243 с.
43. Coulomb C. Essai sur une application des regies de maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs a l'architecture / C. Coulomb // Mémoires de Mathématique & de physique, présentés a l'Académie Royale des Sciences. – 1773. – V. 7. – P. 343–382.
44. Morgenstern N.R. The analysis of the stability of general slip surfaces // N.R. Morgenstern, V.E. Price // Geotechnique. – 1965. – 15. – № 1. – P. 79–93.
45. Savage W.Z. A model for the plastic flow of landslides / W.Z. Savage, W.K. Smith // U. S. Geological Survey Professional Paper 1385. – 1986. – 32 p.
46. Terzaghi K. Mechanism of landslides / K. Terzaghi // Applications of Geology to Engineering Practice. – New York: Geological Society of America, 1950. – P. 83–123.
47. Соколовский В.В. Теория пластичности / В.В. Соколовский. – М.: Высш. шк., 1969. – 608 с.
48. Chang Y.L. Slope stability analysis using strength reduction technique / Y.-L. Chang, T.-K. Huang // Journal of the Chinese Institute of Engineers. – 2005. – Vol. 28. – №. 2. – P. 231–240.
49. Маций С.И. Противооползневая защита – Краснодар: АлВи-дизайн, 2010. – 288 с.
50. Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия / А.И. Билеуш. – К.: Наукова думка, 2009. – 330 с.
51. Яковлев П.И. Взаимодействие сооружений с грунтом / П.И. Яковлев, А.Г. Бибичков, А.А. Бибичков – М.: Недра, 1997. – 464 с.
52. Bishop A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes / A.W. Bishop // Geotechnique. – 1955. – V. 5, No. 1. – P. 7–17.
53. Богомолов А.Н. Расчет устойчивости однородного откоса на основе приближенного решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта / А.Н. Богомолов, О.А. Вихарева // Городские агломерации на оползневых территориях: междунар. науч. конференция, 2003 г.: тезисы докл. – Волгоград, 2003. – С. 45–51.
54. Дранников А.М. Оползни на автомобильных дорогах / А.М. Дранников, Г.В. Стрельцес, Р.П. Купраш – М.: Транспорт, 1972. – 160 с.
55. Друккер Д. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование // Определяющие законы механики грунтов / Д. Друккер, Б. Прегер. – М.: Мир, 1975. – С. 166–177. – (Механика: Новое в зарубежной науке; 2).
56. Калюх Ю.И. Методы расчета оползневой опасности в сейсмических районах / Ю.И. Калюх, Ю.Г. Жуковский, М.Н. Рыжий // Будівельні конструкції : міжвід. наук.-техн. зб. – 2004. – Вип. 60. – С. 386–391.
57. Проблеми, які потребують наукових досліджень при проектуванні й будівництві в умовах зсувних територій / Ю.Й. Великодний, С.В. Біда, В.А. Титаренко, А.М. Ягольник // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. – 2002. – Вип. 9. – С. 24–27.
58. Spencer E. A. Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces / E. Spencer // Geotechnique. – 1967. – Vol. 17, No. 1. – P. 11–26.
59. Черный Г.И. Устойчивость подрабатываемых бортов карьеров / Г.И. Чёрный. – М.: Недра, 1980. – 216 с.
60. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции / Л.К. Гинзбург – М.: Стройиздат, 1979. – 80 с.

61. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н.Н. Маслов – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.
62. Гольдштейн М.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебник для вузов ж.-д. трансп. / М.Н. Гольдштейн, А.А. Царьков, И.И. Черкасов – М.: Транспорт, 1981. – 320 с.
63. Рекомендации по комплексным мерам защиты зданий и сооружений на оползнеопасных склонах / Авт.: И.П. Бойко, А.В. Абросимов, Я.И. Червинский, Л.К. Гинзбург и др. // К.: НИИСК Госстроя СССР, 1989. – 296 с.
64. Комп'ютерна програма "Програма комп'ютерного моделювання напружено-деформованого стану схилів в умовах зміни інженерно-геологічних умов: підтоплення, землетрусів та інженерної підготовки територій (LANDSLIP07)" / Глебчук Г.С., Трофимчук О.М., Калнох Ю.І. // Свід-во про реєстр. авт. права на твір №26501. Дата реєстрації 18.11.2008. – Київ: Держ. департ. інтелект. власності, 2008. Офіц. бюлетень «Авторське право і суміжні права», № 17, 2008. – С. 334–335.
65. Rugij M., Kalyukh Y., Dudarenko A., Milkowski D. The first Polish-Ukrainian workshop with testing programs LANDSLIP and SLOPE/W, in the geotechnical laboratory at KWB „TURUW” S. A. // V Yubileiszova Szkola Geomechaniki. – Gliwice-Ustron: Poland – 2001. – P. 101–114.
66. Прайс-лист программного комплекса Plaxis. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.plaxis.nl/shop/69/info//PLAXIS+2D+2010/>
67. Державні будівельні норми України. ДБН В.І.І-3-97. Інженерний захист територій будівель та споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. Видання офіційне. – К.: Держбуд України, 1998. – 40 с.
68. Трофимчук А.Н. Об уравнениях динамики многофазных грунтовых сред. – Депонированная рукопись. – Киевский государственный университет им. Т.Г. Шевченко. – Сб. Теоретическая и прикладная гидродинамика. – 1984. – С. 143–159.
69. Трофимчук А.Н., Гомилко А.М., Савицкий О.А. Динамика пористоупругих насыщенных жидкостью сред / А.Н. Трофимчук, А.М. Гомилко, О.А. Савицкий. – К.: Наук. думка. – 2003. – 232 с.
70. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2013. (українською мовою) – [Чинний від 2014-10-01] / – К.: Мінрегіонбуд, 2014. – 118 с. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). (Трофимчук О.М. та ін.)
71. Arrangement of deep foundation pit in restricted conditions of city build-up in landslide territory with considering of seismic loads of 8 points (in English) // Proceedings XVI ECSMGE 2015. – 535–540. (Trofymchuk O., etc.)
72. Use Accelerogram of Real Earthquakes in the Evaluation of the Stress-Strain State of Landslide Slopes in Seismically Active Regions of Ukraine (in English) // Engineering Geology for Society and Territory – Volume 2. Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2014. – p. 1343–1346. (Trofymchuk O., etc.)
73. Activation of landslides in the south of Ukraine under the action of natural seismic impacts (experimental and analytical studies) (in English) // Journal of Environmental Science and Engineering B, ISSN 2162-5271. February 2013. – vol. II, № 2. – P. 68–76. (Trofymchuk O., etc.)

Стаття надійшла до редакції 30.03.2016