

Ю.Л. Винников, д.т.н., проф., А.В. Яковлев, к.т.н., доцент,  
В.В. Чернявський, к.т.н., доцент, В.С. Яковлев, к.т.н., ст. викладач  
Полтавський національний технічний університет  
імені Юрія Кондратюка

## СУЧАСНА ПРАКТИКА ВИЗНАЧЕННЯ ПОКАЗНИКІВ МІЦНОСТІ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТІВ ПЕНЕТРАЦІЙНИМИ МЕТОДАМИ

*На значному експериментальному матеріалі встановлено зв'язок між підсумками визначень характеристик міцності водонасичених пилуватих суглинків і супісків та легких глин, які одержані шляхом випробувань їх зразків на одноплощинне зрушення та пенетрацією.*

**Ключові слова:** *одноплощинне зрушення, пенетрація, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення, взаємозв'язок.*

*На значительном опытном материале установлена связь между результатами определений параметров прочности водонасыщенных пылеватых суглинков, супесей и легких глин, полученных путем испытаний их образцов на одноплоскостной сдвиг и пенетрацию.*

**Ключевые слова:** *плоский сдвиг, пенетрация, угол внутреннего трения, удельное сцепление, взаимосвязь.*

*At wide experimental material interaction between the data of determination of strength characteristics saturation loams, loam sands and light clays investigated by direct shear test and penetration for his samples.*

**Key words:** *direct shear test, penetration, angle of internal friction, unit cohesion, interaction.*

**Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями.** Починаючи із сорокових років минулого сторіччя, певне розповсюдження одержали ефективні методи дослідження будівельних властивостей ґрунтів із використанням пенетрації та зондування. Їх відрізняє простота й надійність обладнання; висока точність дослідів; дієвий контроль за вірогідністю підсумків випробувань; можливість численних експериментів як у польових, так і в лабораторних умовах; можливість визначення показників механічних властивостей будь-яких природних та штучних матеріалів, починаючи від гелеподібних систем і закінчуючи скельними породами. Особливо доцільне проведення пенетраційних і зондувальних випробувань в умовах зв'язних глинистих порід.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій, у яких започатковано розв'язання даної проблеми.** Теоретичне обґрунтування застосування пенетрації в ґрунтознавстві відбувалось поступово. Можна виділити такі періоди розвитку теорії пенетрації [1, 2]:

1. Застосування пенетрації конічними наконечниками для оцінювання стану глинистого ґрунту за консистенцією.
2. Розроблення схем взаємодії конічних штампів і ґрунту.
3. Обґрунтування взаємодії конічних штампів та ґрунту з теоретичних

позицій теорії граничної рівноваги.

4. Запровадження досліджень ґрунтів шляхом кулькових випробувань.

5. Пропозиції до застосування питомого опору і показника penetрації та зондування, а також їх використання для встановлення взаємозв'язку фізико-механічних властивостей зв'язних ґрунтів.

6. Застосування penetраційних випробувань для кількісної оцінки параметрів міцності глинистих ґрунтів.

У цій галузі плідно працювали фахівці М.М. Агранат, Ф.Л. Андрухін, В.Г. Березанцев, Є.М. Богданов, П.О. Бойченко, Г.К. Бондарик, А.М. Васильєв, Ф.Г. Габібов, І.М. Горькова, Ю.А. Єльцов, М.Л. Зоценко, Ю.В. Избаш, П.Л. Клемяціонок, Л.І. Кульчицький, С.П. Овчаренко, В.Ф. Разорьонов, О.Г. Рудь, Г. Санглера, М.О. Цитович, М.Ф. Широков та ін. [1 – 7]. Найбільше розповсюдження одержав метод випробування порід конічним наконечником із кутом конічності  $\alpha = 30^\circ$  (penetraція) чи  $60^\circ$  (зондування). Під penetрацією розуміють процес дослідження ґрунтів, коли глибина занурення конічного наконечника не перевищує його висоту. Проведення зондування пов'язане з більшою глибиною занурення.

Penetraцію здійснюють ступеневим статичним навантаженням наконечника з фіксацією глибини його занурення на кожному ступені. Результати penetраційних випробувань оцінюють за узагальненим показником, що впливає з рішень вісесиметричної задачі теорії граничної рівноваги [1]. Граничне зусилля на штамп  $P$ , кН, визначають за виразом

$$P = \pi \cdot r^2 \cdot (A_0 \cdot \gamma \cdot r + D_0 \cdot c), \quad (1)$$

де  $A_0$ ,  $D_0$  – безрозмірні коефіцієнти, що залежать лише від кута внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi$ ;  $c$  – питоме зчеплення, кПа;  $\gamma$  – питома вага ґрунту, кН/м<sup>3</sup>;  $r$  – радіус колового штампа, м.

Умовою використання виразу (1) є ідентичність характеру випирання ґрунту під штампом і наконечником, а окреслення ущільненого ядра під штампом незмінне та має вигляд конуса з кутом розкриття, близьким до  $90^\circ$ . Використовуючи відношення між висотою ядра і радіусом штампа, маємо

$$r = h \cdot \operatorname{tg} \alpha / 2. \quad (2)$$

Формула (1) матиме вигляд

$$P = A_0 \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^3 \alpha / 2 \cdot \gamma \cdot h^3 + D_0 \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha / 2 \cdot c \cdot h^2. \quad (3)$$

При penetраційних випробуваннях зв'язного ґрунту з малим кутом внутрішнього тертя ( $\varphi \rightarrow 0$ ) коефіцієнт  $A_0$  у формулі (3) близький до нуля. Тоді граничне зусилля на штамп або наконечник встановлюють за виразом

$$P = (D_0 \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha / 2 \cdot c) \cdot h^2. \quad (4)$$

Поділивши обидві частини на  $h^2$  і позначивши вираз у дужках як  $R$ , маємо узагальнений показник penetрації  $R = P/h^2$ , який залежить від питомого зчеплення зв'язного ґрунту  $c$  й кута  $\alpha$ . Для конкретного фізичного

стану ґрунту як зчеплення, так і питомий опір penetрації  $R$  є величинами постійними, але такими, що не залежать від зусилля penetрації та глибини занурення наконечника  $h$ . Тобто зі зміною  $R$  і  $h$  відношення  $P/h^2$ , починаючи з деякої глибини, залишається незмінним.

Наявність тертя у зв'язному ґрунті, а отже, й кута внутрішнього тертя  $\varphi$  дещо впливає на вираз (4) за рахунок появи першого члена. Як зазначив В.Ф. Разорьонов [1], якщо мати на увазі мінливість у зв'язних ґрунтах параметрів ( $\varphi = 7 \div 30^\circ$ ,  $c = 9 \div 81$  кПа,  $\gamma = 18,5 \div 21,6$  кН/м<sup>3</sup> і глибини занурення наконечника у випробуваннях  $h = 1 \div 2$  см), вплив першого члена на величину  $R$  незначний, а незалежність (інваріантність) питомого опору penetрації завжди виявляється однозначно. Особливо чітко це було експериментально підтверджено після вдосконалення вимірювального вузла лабораторних пенетрометрів, які були обладнані індикаторами годинникового типу з автоматичною фіксацією величини  $h$  [6, 7].

Підтверджена й властивість інваріантності  $R$  щодо деякої початкової величини  $h_\alpha$ , яка залежить від комплексу чинників, що впливають з якості готування поверхні зразків до penetрації, стану зв'язного ґрунту під вістрям наконечника тощо. Вплив цих чинників можна виключити, якщо не брати до уваги перші 1 – 2 ступеня навантаження [6, 7].

Результати penetраційних випробувань зв'язних ґрунтів і питомий опір penetрації  $R$  можливо використати для визначення показників міцності ґрунту, зокрема  $\varphi$  та  $c$ . Для цього необхідне проведення принципово різних методів встановлення показників властивостей міцності або penetрація наконечниками з різними кутами  $\alpha$  [1, 2, 6, 7].

**Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття.** На сьогодні, незважаючи на переваги penetраційних випробувань, європейські та державні будівельні норми [8 – 10] параметри penetрації майже не використовують. Практичне застосування penetрації має лише якісний і локальний характер. Можна відзначити спробу використання показника penetрації в нормах проектування основ у 1974 році (СНиП II-15-74). У них питомий опір penetрації  $R$  прийнято для визначення найменування глинистого ґрунту.

З іншого боку, наявність в опорі глинистого ґрунту зрушенню двох параметрів міцності  $\varphi$  та  $c$  ускладнює практичне використання penetрації.

За мету роботи прийнято розвиток методики визначення показників міцності глинистих ґрунтів  $\varphi$  і  $c$  за питомим опором penetрації  $R$ .

**Виклад основного матеріалу дослідження.** В основу розрахунку кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів порушеної та природної структур доцільно покласти умову пропорційності між  $c$  і  $R$ , яку вперше одержав В.Г. Березанцев [1, 2], прийнявши за основу теорію граничної рівноваги ґрунту в разі занурення конічного наконечника

$$c = K_\varphi \cdot R, \quad (5)$$

де  $K_\varphi$  – функція пропорційності, що залежить від кута конічності  $\alpha$  і

безрозмірного коефіцієнта  $M_\varphi$ , який, у свою чергу, є функцією кута  $\varphi$ , чи

$$K_\varphi = 1/(D_0 \cdot \pi \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha/2). \quad (6)$$

В.Г. Березанцев для кількох кутів внутрішнього тертя ( $\varphi = 0 \div 20^\circ$ ) і кінчного наконечника з  $\alpha = 30^\circ$  після побудови ліній сітки ковзання розрахував коефіцієнти  $M_\varphi$  та  $K_\varphi$ : для  $\varphi = 0^\circ$ ,  $M_\varphi = 16,0$  і  $K_\varphi = 0,87$ ; для  $\varphi = 10^\circ$ ,  $M_\varphi = 21,5$  та  $K_\varphi = 0,646$ ; для  $\varphi = 20^\circ$ ,  $M_\varphi = 37,0$  і  $K_\varphi = 0,376$ .

На жаль, при цьому відсутні рекомендації щодо врахування генезису ґрунту та методів визначення кута  $\varphi$ . Пізніше В.Ф. Разорьонов навів підсумки визначення  $K_\varphi$ , одержані за даними суміщених випробувань озерно-льодовикової глини ( $I_p = 20,4\%$ ,  $W_L = 41,7\%$ ) [1]. Досліди виконані пенетрометром ЛП-1 із приставкою обертального зрушення комбінованим наконечником із кутом  $\alpha = 30^\circ$ , який мав взаємоперпендикулярні крильця. Це дозволило в кожному експерименті одержати питомий опір penetрації, а після проведення обертального зрушення – максимальний обертальний момент  $M_{\max}$ . Далі, використовуючи константу наконечника  $K_\tau$ , маємо питомий опір обертальному зрушенню  $\tau$ . Ототожнюючи  $\tau$  і  $c$ , визначали коефіцієнт  $K_\varphi = c/R$  та величину кута внутрішнього тертя  $\varphi$ .

Результати численних польових дослідів цієї глини були узагальнені на графіку  $c = f(R)$ , з якого й впливала величина  $K_\varphi$  як тангенса кута нахилу прямої, проведеної з початку координат, до осі ординат. Для певної кількості дослідів за умов близькості вологості ґрунту та його щільності визначали середні значення  $R$ ,  $c$  і  $K_\varphi$ . Виявилось, що величини  $K_\varphi$  дають кути внутрішнього тертя, дуже близькі до отриманих В.Г. Березанцевим.

Для лесових суглинків Київщини Ю.А. Липовий [11] встановив взаємозв'язок між розрахунковим опором ґрунту під наконечником палі-зонда  $R_p$ , глибиною зондування  $H$  та показниками міцності  $\varphi$  і  $c$

$$\varphi = 17,9 - 0,45 \cdot H + 0,0019 \cdot R_p; \quad (7)$$

$$c = 13,0 - 0,44 \cdot H + 0,0042 \cdot R_p. \quad (8)$$

Конструкцією палі-зонда передбачено використання наконечника з кутом  $\alpha = 60^\circ$ . При  $H = \text{const}$  з виразів (7) і (8) маємо залежність  $K_\varphi = f(\varphi)$

$$K_\varphi = 3518,7 \cdot \varphi^{-3,174}. \quad (9)$$

Тобто, при  $\varphi = 15^\circ$   $K_\varphi = 0,65$ ;  $\varphi = 20^\circ$   $K_\varphi = 0,261$ ;  $\varphi = 25^\circ$   $K_\varphi = 0,129$ .

Для умови  $H \neq \text{const}$  маємо таке узагальнене вирішення:

$$K_\varphi = e^{(23,182-H)/2,537} \cdot \varphi^{(3,43+0,1033 \cdot H)}. \quad (10)$$

Особливістю виразу (10) є вплив глибини зондування як на кут  $\varphi$ , так і

на коефіцієнт  $K_\varphi$ . Та ідея пошуку параметрів міцності зв'язного ґрунту через показник зондування (пенетрації) заслуговує на увагу.

У 2002 – 2008 роках авторами на понад 60-ти ділянках Полтавщини здійснено близько 185 комплексів пенетраційно-зрушувальних випробувань різних глинистих ґрунтів. Ці дані покладено в основу виявлення залежності між питомими опорами зрушенню  $\tau$  і пенетрації  $R$ . Методика дослідів включала:

1. Вирізання зразків із кернів, які видобувались із свердловин, за допомогою ріжучих кілець висотою 33 – 35 мм, діаметром 70 – 71 мм і визначення параметрів початкового фізичного стану ґрунту.

2. Проведення попереднього ущільнення зразків з їх замочуванням.

3. Пенетраційні випробування зразків з обох боків 4 – 7 ступенями навантаження кожного інженерно-геологічного елемента (ІГЕ) та визначення середнього значення питомого опору пенетрації  $\bar{R}$ .

4. Випробування зразків на швидке одноплощинне зрушення за консолідовано-дренованою схемою, пошук питомого опору зрушенню  $\tau$ , а далі й показників міцності  $\varphi_{II}$ ,  $c_{II}$  [12]. Висота зразків дозволяла площину зрушення в зразках створювати нижчою за відбиток пенетрації.

5. Визначення кінцевих вологості та щільності зразків ґрунту.

6. Визначення коефіцієнта  $K_\varphi = c_{II}/\bar{R}$  для кожного з ІГЕ.

7. Зіставлення величин  $K_\varphi$  з пенетраційно-зрушувальних дослідів і  $\varphi_{II}$  за результатами консолідовано-дренованого зрушення.

У підсумку виявилось, що між цими показниками є залежність виду  $K_\varphi = A - B \cdot \varphi$  із коефіцієнтами (за статистичною обробкою)  $A = 0,3581$  та  $B = 0,0077$ . При  $\varphi_{II} = 10^\circ$   $K_\varphi = 0,281$ ;  $\varphi_{II} = 15^\circ$   $K_\varphi = 0,242$ ;  $\varphi_{II} = 20^\circ$   $K_\varphi = 0,204$ ;  $\varphi_{II} = 25^\circ$   $K_\varphi = 0,166$ ;  $\varphi_{II} = 30^\circ$   $K_\varphi = 0,127$  тощо.

Діапазон мінливості показників властивостей ґрунтів склав число пластичності  $I_p$  1-18 %;  $\bar{R}$  60-600 кПа;  $c_{II}$  8-65 кПа;  $\varphi_{II}$  9-36°;  $K_\varphi$  0,061 – 0,329. Доцільно ще раз наголосити, що залежність  $K_\varphi = f(\varphi)$  стосується використаної саме вищеописаної методики експерименту.

Проведення комплексних пенетраційно-зрушувальних випробувань глинистих ґрунтів і одержання показників пенетрації та одноплощинного зрушення водонасичених і попередньо ущільнених зразків однакового фізичного стану дозволило здійснити узагальнення результатів. Обробка матеріалів зрушення та пенетрації показала, що її слід вести диференційовано, виділяючи окремо групу дослідів, пов'язаних із супіщаними ґрунтами, й групу дослідів, куди включені суглинки і глини. Виявилось, що найбільш ефективно взаємозв'язок показників пенетрації та одноплощинного зрушення існує між середнім питомим опором пенетрації  $\bar{R}$  і питомим опором зрушенню  $\tau$  для умов  $\sigma = \text{const}$ . Обидва параметри характеризують міцність ґрунту та після статистичної обробки дають можливість установити залежність між  $R$  і  $\tau$ . Тобто доцільно розвинути

один із можливих методів використання показника penetрації  $\bar{R}$  для практичних розрахунків міцності ґрунту  $\varphi$  та  $c$ , які є базовими при отриманні розрахункового опору ґрунту в діючих нормах [10].

На рис. 1 подана залежність  $K_\varphi = f(\varphi)$ , на рис. 2, а – між  $\bar{R}$  і  $\tau$  при  $\sigma = \text{const} = 100$  кПа для супісків (для 50 комплексів), а на рис. 2, б – ця ж залежність для суглинків та глин (понад 130 комплексів). В усіх випадках їх коефіцієнти кореляції  $r \approx 0,8$ , що для ґрунтів свідчить про тісний зв'язок.

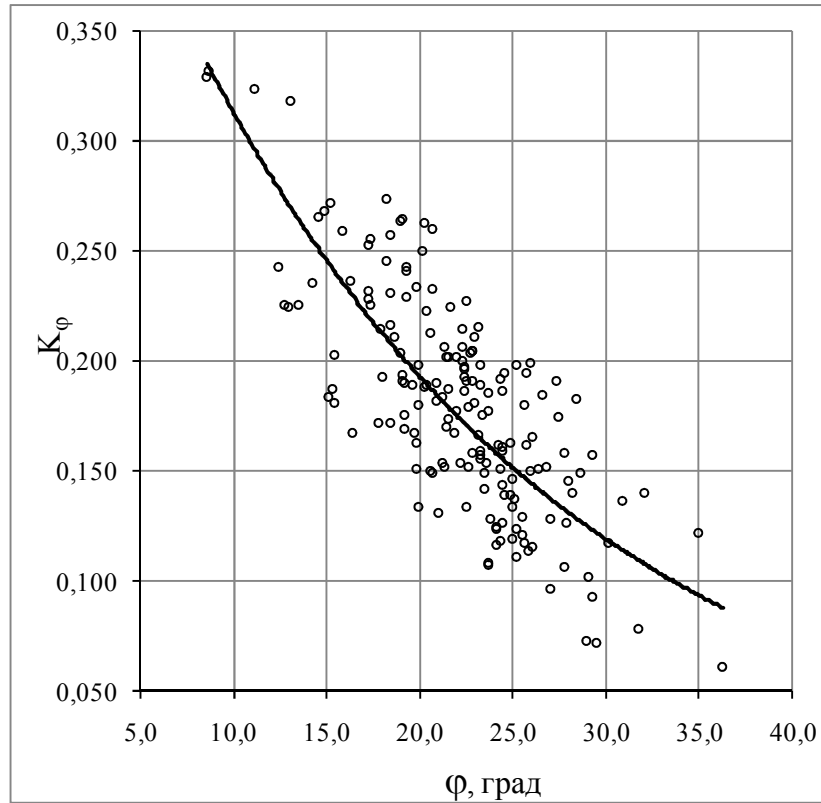
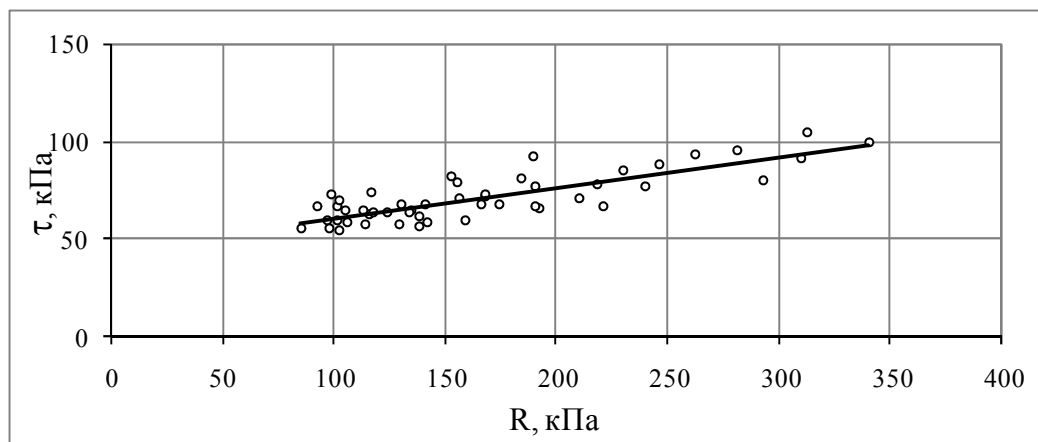
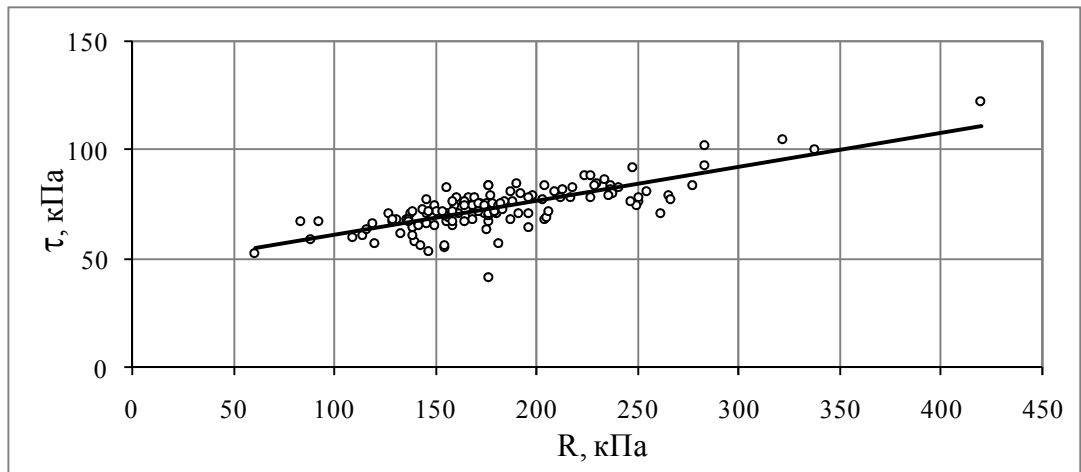


Рис. 1 – Залежність коефіцієнта  $K_\varphi$  від кута внутрішнього тертя  $\varphi$  для глинистого ґрунту



а



б

Рис. 2 – Залежність між питомим опором penetрації  $\bar{R}$  та питомим опором зрушенню  $\tau$  при вертикальному тиску  $\sigma = \text{const} = 100$  кПа : а – для супісків; б – для суглинків і глин

За результатами виявлення взаємозв'язку між питомими опорами penetрації  $\bar{R}$  та одноплощинного зрушення  $\tau$  при умові  $\sigma = \text{const}$  маємо

$$\sigma = 100 \text{ кПа}, \quad \tau = 0,2156 \cdot \bar{R} + 36,86;$$

$$\sigma = 200 \text{ кПа}, \quad \tau = 0,5378 \cdot \bar{R} + 15,03.$$

Тоді тангенс кута внутрішнього тертя  $\varphi_{II}$  становить

$$\text{tg } \varphi_{II} = \frac{0,5378 \cdot \bar{R} + 15,03 - (0,2156 \cdot \bar{R} + 36,86)}{200 - 100} = 0,003 \cdot \bar{R} - 0,1883,$$

а питоме зчеплення (з виразу  $c_{II} = \tau - \sigma \cdot \text{tg } \varphi_{II}$ )

$$c_{II} = (0,5378 \cdot \bar{R} + 15,03) - 200 \cdot (0,003 \cdot \bar{R} - 0,18) = -0,1062 \cdot \bar{R} + 32,68.$$

Наведемо приклад розрахунку. На зразках глинистого ґрунту ділянки в Полтаві після їх ущільнення і водонасичення було одержане середнє значення питомого опору penetрації  $\bar{R} = 152,2$  кПа. Воно встановлене після 12 випробувань 6 зразків із боку різця та торця на глибину  $h > 10$  мм.

За результатами одноплощинного зрушення цих же зразків одержано 12 значень питомого опору зрушенню  $\tau$ , і після статистичної обробки показники міцності склали  $\varphi_{II} = 16^\circ$  та  $c_{II} = 36,4$  кПа.

За наведеними залежностями  $\tau = f(\bar{R})$  маємо  $\tau_{100} = 66,67$  кПа і  $\tau_{200} = 96,89$  кПа відповідно при  $\sigma = 100$  кПа та  $\sigma = 200$  кПа.

Тоді  $\text{tg } \varphi_{II} = (96,89 - 66,67)/(200 - 100) = 0,302$ ;  $\varphi_{II} = 16,8^\circ$ ; а  $c_{II} = -0,1062 \cdot 152,2 + 52,69 = -16,16 + 52,69 \cong 36,5$  кПа.

Як бачимо, результати встановленого взаємозв'язку між  $R$  і  $\tau$  дали можливість визначити показники міцності дослідного суглинку ( $I_p = 14,5\%$ ), які практично збіглися з даними одноплощинного зрушення.

Доцільно навести довідкову табл. 1, за допомогою якої можна встановити показники міцності за результатами penetрації.

**Таблиця 1 – Приклад залежності показників міцності глинистого ґрунту від результатів penetрації**

Питомий опір penetрації $R$ , кПа				
100	125	150	200	250
Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}$ , °				
8	13	16	25	31,7
Питоме зчеплення $c_{II}$ , кПа				
42	39	37	31	26

Перевірку достовірності наших узагальнень легко здійснити за даними табл. В.2 (дод. В [10]), в якій залежно від коефіцієнта пористості  $e$ , показника текучості  $I_L$  та коефіцієнта водонасичення  $S_r$  для глинистих ґрунтів наведені значення показників міцності  $\varphi_{II}$  і  $c_{II}$ . Як приклад для напівтвердих глин визначимо (табл. 2) розрахункові величини  $K_\varphi$  та  $\bar{R}$ .

**Таблиця 2 – Розрахункові значення коефіцієнта  $K_\varphi$ , що залежить від кута внутрішнього тертя  $\varphi_{II}$  і питомого опору penetрації  $\bar{R}$**

	Коефіцієнт пористості $e$					
	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
$K_\varphi = f(\varphi)$	0,196	0,204	0,211	0,219	0,235	0,250
$\bar{R} = c_{II}/K_\varphi$	413	333	255,1	214,2	174,6	143,9
Питомі опори зрушенню $\tau$ , кПа, при $\sigma$ , кПа						
$\sigma = 100$ кПа	119,0	104,0	88,4	79,5	69,7	60,9
$\sigma = 200$ кПа	157,7	140,8	122,9	112,0	98,3	85,8
$\sigma = 300$ кПа	190,2	177,2	157,2	144,8	127,0	110,8

Звідси взаємозв'язок між  $\tau$  і  $\bar{R}$  при  $\sigma = \text{const}$  становить

$$\begin{aligned} \sigma = 100 \text{ кПа}; \tau &= 32,43 + 0,213 \cdot \bar{R} && (\text{при } r = 0,997); \\ \sigma = 200 \text{ кПа}; \tau &= 52,83 + 0,261 \cdot \bar{R} && (\text{при } r = 0,992); \\ \sigma = 300 \text{ кПа}; \tau &= 73,65 + 0,307 \cdot \bar{R} && (\text{при } r = 0,987). \end{aligned}$$

Остаточне рівняння залежності  $\tau = f(\bar{R})$ , що не залежить від  $e$ ,

$$\tau = (11,75 + 0,206 \cdot \sigma) + (0,166 + 0,00047 \cdot \sigma) \cdot \bar{R}. \quad (11)$$

Отже, є можливість визначення показників міцності глинистого ґрунту  $\varphi_{II}$  та  $c_{II}$  за величиною середнього значення питомого опору penetрації  $\bar{R}$  ущільнених зразків після їх водонасичення ( $S_r \geq 0,80$ ). Звичайно, аналогічні розрахунки й таблиці можна скласти й для інших величин показників консистенції глин, як і для суглинків або супісків. Підсумкові рівняння взаємозв'язку  $\tau = f(\bar{R})$  доцільно встановлювати для широкого діапазону мінливості показника текучості  $0 \leq I_L \leq 0,75$  у вигляді

$$\tau = A + B \cdot \sigma + (C + D \cdot \sigma) \cdot \bar{R}. \quad (12)$$



**Висновки.** Дані penetрації ущільнених водонасичених зразків, одержані в дослідах, і методика визначення питомого опору penetрації цілком узгоджуються з розрахунковими величинами, що впливають із дод. В норм [10].

Підтверджено, що за водонасиченого стану глинистого ґрунту існує напівлогарифмічний (майже функціональний) зв'язок між показником penetрації та коефіцієнтом пористості. Питомі опори зрушенню глинистих ґрунтів  $\tau$ , при умові однакового фізичного стану, лінійно взаємопов'язані з відповідними середніми величинами питомого опору penetрації.

З виразів типу (12) за відомим  $\bar{R}$  легко визначити  $\tau$  хоча б при двох значеннях тиску  $\sigma$ , й далі показники міцності ґрунту  $\varphi_{II}$  і  $c_{II}$ , а з урахуванням коефіцієнтів надійності та їх розрахункові величини  $\varphi_I$  і  $c_I$ .

Використання виразів  $K_\varphi = f(\varphi)$  і  $K_\varphi = c/\bar{R}$  дає підставу застосування спрощених випробувань глинистого ґрунту на одноплощинне зрушення. Він полягає в penetрації попередньо ущільнених водонасичених зразків із визначенням  $\bar{R}$ , виконанні одноплощинного зрушення при мінімально можливому тиску  $\sigma$  і встановленні питомого зчеплення  $c_{II}$ .

Включення до таблиць типу дод. В [10] питомого опору penetрації сприятиме запровадженню penetрації в практику інженерних вишукувань.

#### Література

1. Разоренов В.Ф. *Пенетрационные испытания грунтов (теория и практика применения)* / В.Ф. Разоренов. – М.: Стройиздат, 1980. – 248 с.
2. *Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: підручник* / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава : ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
3. Ельцов Ю.А. *Механика воздействия наконечников* / Ю.А. Ельцов. – Ижевск: Изд-во ИжГТУ, 2001. – 52 с.
4. Кульчицкий Л.И. *Методы исследования свойств глинистых грунтов* / Л.И. Кульчицкий, Ф.Г. Габибов. – Баку: Адилоглу, 2004. – 185 с.
5. Жданова І.В. *Удосконалення визначень показників механічних властивостей неоднорідних ґрунтових масивів за результатами статичного зондування: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.02* / І.В. Жданова. – К. : НДІБК, 2006. – 19 с.
6. *Метод визначення показників міцності глинистого ґрунту з використанням результатів penetрації та обмеженого зрушення* / А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін, П.М. Омельченко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – Вип. 18. – С. 145-151.
7. Зоценко М.Л. *Пенетраційні експрес-методики визначення фізико-механічних властивостей зв'язних ґрунтів* / М.Л. Зоценко, А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников // *Діагностика в строительстве: сб. науч. тр.* – Д.: ПГАСиА, 2002. – Вып. 18. – С. 234 – 241.
8. TC 250/SC7/PT1. PT Version “g”. Draft prEN 1997-1 (1997) “Eurocode 7: Geotechnical Design”. Part 1: General Rules. – 166 p.
9. ДБН А.2.-1-2008. *Інженерні вишукування для будівництва*. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 72 с.
10. ДБН В.2.1-10-2009. *Основи та фундаменти будівель і споруд*. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 107 с.

11. Липовий Ю.А. Визначення міцнісних характеристик ґрунтів за даними випробування палею-зондом: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.02. / Ю.А. Липовий. – К: КНУБА, 2003. – 20 с.

12. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності. – К.: Мінрегіонбуд України, 1996. – 102 с.

Надійшло до редакції 18.09.2009

©Ю.Л. Винников, А.В. Яковлев,

В.В. Чернявський, В.С. Яковлев