

ВСТУП

Відповідно до світової статистики 80 % усіх порушень нормальних умов експлуатації будівель і споруд відбувається внаслідок недоліків та помилок при проектуванні, будівництві й експлуатації основ, фундаментів і підземних споруд. Витрати на усунення цих негативних явищ можливо порівняти лише з початковою вартістю будівництва. Виходячи з наведених фактів, можна стверджувати, що при вирішенні задач фундаментобудування необхідно шукати рішення між двома протиріччями: з однієї сторони, основи і фундаменти повинні бути надійними, тобто забезпечувати нормальні умови експлуатації будівель і споруд весь нормативний термін їх існування; а з другої – необхідно знижувати їх вартість і матеріаломісткість на основі сучасних теоретичних і технічних досягнень.

Теорія і практика поставлених задач розглядається в курсі «Механіка ґрунтів. Основи і фундаменти», які в тому чи іншому обсязі входять до навчальних програм підготовки бакалаврів за напрямком «Будівництво». Акцентування уваги на проблемах будівництва в складних умовах дозволяє більш ґрунтовно підготувати фахівців до роботи як у проектних установах, так і на будівництві, адже в останні роки різке збільшення об'ємів житлового і промислового будівництва змушує нас використовувати земельні ділянки, що знаходяться в несприятливих інженерно-геологічних умовах.

При вивченні викладеного матеріалу необхідно мати відповідну підготовку, яка б сприяла глибокому і повному розумінню поставлених проблем та шляхів їх вирішення. Матеріал у підручнику складено так, що студенти до вивчення дисципліни «Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти» повинні бути ознайомленими з курсами «Будівельна механіка», «Архітектурні конструкції будівель і споруд», «Будівельні конструкції», «Інженерна геологія». Необхідно також ураховувати, що при проектуванні будівель і споруд робочий проект основ і фундаментів виконується після розробки відповідного проекту надземної їх частини.

М е х а н і к а ґ р у н т і в – теоретична основа фундаментобудування. Це наука про закономірності, що виникають у ґрунтах внаслідок їх навантаження. На відміну від механіки суцільних середовищ, механіка ґрунтів розглядає дисперсні (подрібнені) тіла. Ґрунт складається з твердих частинок і пор, частково

або повністю заповнених водою. Механіка ґрунтів використовує закони теоретичної механіки для суцільних абсолютно жорстких матеріалів, які далі розвинуті у будівельній механіці для суцільних тіл кінцевої жорсткості. Але на підставі цих законів у механіці ґрунтів використовуються нові закони, які враховують роздрібненість ґрунтів.

О с н о в и і ф у н д а м е н т и – це прикладна дисципліна про прийоми розрахунку, конструювання і спорудження фундаментів залежно від властивостей основ.

Інженерно-геологічні умови України досить різноманітні. В її межах можна зустріти прояви багатьох складних інженерно-геологічних умов. Значна частина території вкрита лесовими просадочними ґрунтами. Найбільшу товщину ці ґрунти мають у Запорізькій, Дніпропетровській, Миколаївській і Херсонській областях. Саме в цих умовах побудовані й успішно експлуатуються складні інженерні споруди (доменні печі, промислові будівлі, висотні та підземні споруди тощо).

Для підгірних і гірських районів України (Крим, Карпати) характерні землетруси, зсуви, карсти, суфозія тощо. На півдні і сході поширені підроблюванні території (Кривий Ріг, Донбас).

Рукотворні моря і канали на Дніпрі зумовили виникнення таких інженерно-геологічних процесів, як перероблення берегів, підтоплення і затоплення територій. Для Керченського півострова характерні так звані набухаючі ґрунти.

Усе це вимагає високої спеціальної підготовки інженерів проектувальників, будівельників і експлуатаційників у галузі геотехніки та фундаментобудування.

Основи механіки ґрунтів закладено працями Ш. Кулона, Ж. Бусінеска, Л. Прандтля, К. Терцагі та ін. З вітчизняних вчених – засновників сучасної школи механіки ґрунтів – слід відзначити В.Г. Березанцева, Н.М. Герсєванова, К.Є. Єгорова, М.І. Горбунова-Посадова, М.В. Малишева, М.М. Маслова, М.О. Цитовича, В.А. Флоріна. Значний внесок у розвиток фундаментобудування зробили О.А. Бартоломей, Б.І. Далматов, П.Л. Іванов, В.І. Курдюмов, С.Б. Ухов. Серед фахівців з механіки ґрунтів широко відомі імена українських геотехніків М.Н. Гольштейна, В.М. Голубкова, С.М. Клепікова, І.М. Литвинова, М.С. Метелюка, Ю.М. Молюшицького, Є.В. Платонова, А.М. Рижова, С.А. Слюсаренко, Г.І. Черного, П.І. Яковлева та ін.

Загальна мета дисципліни, яку ми розглядаємо, – якісна оцінка основ для повнішого використання їх властивостей при створенні нових надійних та економічних конструкцій і прогресивних технологій улаштування основ і фундаментів.

Розділи 1 та 8 підручника склав д.т.н., проф. В.Б. Швець, розділ 2 – д.т.н., проф. І.П. Бойко, розділ 3 – д.т.н., проф. В.Г. Шаповал, розділ 4 – д.т.н., проф. Ю.Л. Винников, розділ 5 – д.т.н., проф. М.Л. Зоценко, розділ 6 розробили спільно М.Л. Зоценко та Ю.Л. Винников, розділ 7 – д.т.н., проф. О.О. Петраков, розділ 9 – к.т.н., доц. С.В. Біда, розділ 10 розробили спільно д.т.н. проф. О.В. Солодянкін і д.т.н. проф. О.М. Шашенко. Графічний матеріал у редакторі Word виконаний С.В. Бідою.

1. ОСОБЛИВОСТІ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ

1.1. СКЛАД І ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Ґрунти являють собою агрегати, складені різноманітними мінералами, чи уламки вихідних порід. Мінерали, що відіграють найбільш важливу роль в утворенні і будові ґрунтів, називають породоутворюючими. Звичайно ґрунти складаються з декількох породоутворюючих мінералів, рідше – з одного. До ґрунтів також відносять і продукти інженерно-господарської діяльності людини – *техногенні утворення*. Ґрунти можуть служити матеріалом основ будівель і споруд, середовищем для розміщення в них споруд, матеріалом самої споруди.

За характером структурних (внутрішніх) зв'язків між агрегатами чи уламками мінеральні ґрунти поділяють на два класи: *скельні* з жорсткими кристалізаційними чи цементаційними зв'язками хімічної природи і *нескельні* (дисперсні) – без жорстких зв'язків, у яких переважають зв'язки фізичної природи.

За походженням і умовами утворення (генезису) ґрунти з жорсткими зв'язками підрозділяються на: *магматичні, метаморфічні, осадові зцементовані і змінені фізико-хімічним впливом*.

Нескельні ґрунти представлені осадовими *незцементованими континентального і морського* походження. У нескельних ґрунтах виділяють: *непереміщені* продукти вивітрювання, що залишилися на місці первісного утворення (елювій) і *переміщені* (власне осадові) – морські, річкові, озерні, болотні, льодовикові й еолові відкладення. За умовами утворення в осадових незцементованих виділяють: *уламкові мінеральні, органо-мінеральні, органічні ґрунти і техногенні утворення*.

Структурні чи внутрішні зв'язки формуються в ґрунтах у результаті перебігу в природі тривалих і складних фізико-хімічних процесів. Розрізняють *кристалізаційні* (включаючи цементаційні і сольові) – жорсткі, тендітні, необоротні при руйнуванні і *водно-колоїдні* (коагуляційні і конденсатні) – м'які, в'язкопластичні, оборотні. Наявність структурних зв'язків визначає поведінку ґрунтів під спорудами й у ґрунтовому масиві.

Під **структурою ґрунту** розуміють особливості будови, викликані властивістю і розташуванням окремих мінералів (часток) чи агрегатів і характером їх взаємозв'язку один з одним. Просторове розташування мінеральних часток і агрегатів, незалежно від їхніх розмірів, характеризує природну **текстуру ґрунтів**, тобто особливості складу і властивостей ґрунтової товщі за глибиною і за простяганням.

Ґрунти складаються з мінеральної частини (скелету) і пор – порожнин (замкнених чи сполучених), зайнятих водою (у різних видах і станах) і газом (у тому числі атмосферним повітрям). До складу окремих видів ґрунтів входять також органо-мінеральні й органічні сполуки у вигляді залишків, що не розклалися, рослинного і тваринного походження. Співвідношення складових компонентів – твердої, рідкої і газоподібної складових ґрунту визначає його **фазовий стан**.

Двокомпонентний (двофазовий) стан відповідає повному гідравлічно-неперервному заповненню пор водою (стан ґрунтової пасти) чи газом (висушений ґрунт), **трикомпонентний** (трифазовий) – частковому заповненню об'єму пор водою і газом. Трикомпонентний стан є найбільш характерним для більшості видів ґрунтових основ.

Представимо у виділеному об'ємі ґрунту V з масою q об'єм твердих часток V_1 з масою q_1 і об'єм порожнин V_2 , зайнятих частково чи цілком водою з масою q_2 . Тоді:

щільністю природного ґрунту ρ будемо називати відношення загальної маси q до об'єму V ;

щільністю твердих часток ρ_s – відношення маси часток q_1 до об'єму V_1 ;

природною вологістю W – відношення маси води q_2 до маси часток q_1 ; її виражають у відсотках чи долях одиниці.

Значення природної щільності ρ , щільності часток ρ_s і природної вологості W встановлюють експериментально.

Питому вагу природного ґрунту γ і твердих частинок γ_s визначають множенням відповідних значень щільності ρ і ρ_s на прискорення вільного падіння g (звичайно приймають $g \cong 10 \text{ м/с}^2$). Питома вага виражається в кН/м^3 , щільність – т/м^3 чи г/см^3 .

Пористість n – відношення об'єму порожнин V_2 до об'єму зразка V .

Коефіцієнт пористості e – відношення V_2 до об'єму твердих часток V_1 .

Відношення V_1 до V_2 позначають величиною m . Для зразка ґрунту одиничного об'єму величини n і m характеризують відповідно об'єм пор і об'єм твердих часток в одиниці об'єму; звичайно їх виражають у частках одиниці, іноді у відсотках.

Щільність ґрунту в сухому стані (скелета) ρ_d визначається відношенням

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} \quad \text{чи} \quad \rho_d = m \cdot \rho_s. \quad (1.1)$$

Чим вище значення ρ_d , тим вище вміст мінеральної частини в ґрунті, і тим нижче його пористість.

З урахуванням зазначеного:

$$m+n=1; \quad n=1-m; \quad m=1-n; \quad (1.2)$$

$$e=n/m; \quad m=1/(1+e); \quad n=e/(1+e); \quad (1.3)$$

$$n=(1-\rho_d/\rho_s); \quad e=(\rho_s-\rho_d)/\rho_d. \quad (1.4)$$

Коефіцієнт водонасичення S_r являє собою відношення природної вологості W до вологості W_{sat} , що відповідає повному водонасиченню (відношення маси води в об'ємі пор $n\rho_w$ до маси твердих часток $m\rho_s$), тобто

$$S_r = \frac{w \cdot m \cdot \rho_s}{n \cdot \rho_w} = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}. \quad (1.5)$$

Питома вага ґрунту з урахуванням виважуючої дії води

$$\gamma_{sb} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot (100 - n)}{100} \quad \text{або} \quad \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}. \quad (1.6)$$

За розміром часток у нескільких ґрунтах виділяють такі **гранулометричні фракції**: *великоуламкову* з частками крупніше 2мм і *дрібноуламкову*, представлену піщаними частинками розмірами від 2 до 0,05 мм (іноді до 0,1 мм), пилюватими – 0,05...0,005 мм і глинистими – менше ніж 0,005 мм.

Відсотковий вміст у зразку ґрунту за масою груп часток (фракцій) різної крупності стосовно загальної маси абсолютно сухого ґрунту характеризує собою *гранулометричний склад*.

Великоуламкова і піщана фракції утворені в процесі дроблення (фізичного вивітрювання) і мають петрографічний і мінералогічний склади, подібні складам вихідних (невивітрілих) ґрунтів. Утворення глинистої фракції пов'язано з процесом глибокого хімічного перетворення (фізико-хімічне вивітрювання) вихідних первинних мінералів у вторинні – глинисті. Мінералогічний склад пилюватої фракції визначають в цілому вмістом дрібноуламкових частинок і присутністю глинистих (слюдистих) мінералів.

Вода в порах ґрунту, у якій розчинені різні солі, може знаходитися в рідкому і пароподібному станах. Рідку воду за характером взаємодії з мінеральною частиною (скелетом) підрозділяють на *зв'язану* і *вільну*, пересування яких у ґрунті відбувається під дією молекулярних (для зв'язаної), капілярних і гравітаційних сил.

Зв'язана вода, що складає гідратну оболонку мінеральної частки, не передає гідростатичного тиску, не підкорюється дії сили гравітації, замерзає при температурі значно нижче 0°C. Вільна вода утворює капілярну і гравітаційну. Максимальний вміст води (зв'язаної, капілярної і гравітаційної) при повному заповненні нею пор відповідає умові повної вологоємності (повного водонасичення) ґрунту.

Волога у вигляді водяної пари не створює помітного впливу на властивості ґрунту. Вода може також знаходитися у твердому стані у вигляді льоду (мерзлі ґрунти).

Здатність тонкодисперсних уламкових незцементованих ґрунтів утворювати після змочування водою і наступного висушування компактну масу, що не розпадається, обумовлює зв'язність ґрунту. За цією ознакою виділяють *зв'язні* (глинисті) і *незв'язні* (піщані і великоуламкові) ґрунти.

Зв'язні ґрунти можуть знаходитися у твердому, пластичному і текучому стані (консистенції). Перехід з одного стану в інший відбувається стрибкоподібно і зв'язаний зі зміною вологості. Вологість, що відповідає переходам ґрунту з одного стану в інший – це границя консистенції. Вологість на **границі пластичності** (розкочування) W_P відповідає границі між твердим і пластичним станом; вологість на **границі текучості** W_L – між пластичним і текучим станом. При природній вологості $W < W_P$ зв'язний ґрунт знаходиться у твердому стані (вільна вода практично відсутня); при $W > W_L$ – у текучому (присутня вільна вода порушує зв'язок між частинками); при $W_P < W < W_L$ – у пластичному. Вологості W , W_P і W_L звичайно виражають у відсотках.

Стан зв'язного ґрунту за вологістю визначають за **показником текучості** (консистенції)

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (1.7)$$

При $I_L < 0$ – ґрунт твердий, $0 \leq I_L \leq 1$ – пластичний, $I_L > 1$ – текучий.

Для характеристики зв'язності ґрунту використовують *число пластичності*

$$I_p = W_L - W_p. \quad (1.8)$$

Чим вище I_p , тим більш пластичний ґрунт; до зв'язних відносять усі ґрунти з числом пластичності $I_p \geq 1\%$.

При зміні вологості в зв'язних ґрунтах відбувається зміна об'єму: збільшення при зволоженні водою чи іншою рідиною – *набрякання* і зменшення при висиханні – *усадка*. Явища набрякання й усадки пояснюються глинясто-колоїдальними властивостями зв'язних ґрунтів. Незв'язні ґрунти, у складі яких переважають грубодисперсні фракції (крупно- і дрібноуламкова), практично не взаємодіють з водою.

1.2. КЛАСИФІКАЦІЯ СКЕЛЬНИХ І НЕСКЕЛЬНИХ ҐРУНТІВ

Серед скельних ґрунтів виділяють **різновиди** за фізичним (ослаблення процесами вивітрювання), фізико-механічним (міцність на стиск у водонасиченому стані R_c) і хімічним станами (засоленість, розм'якливість, розчинність), а також за водопроникністю.

За ступенем ослаблення природними процесами вивітрювання серед скельних ґрунтів розрізняють:

- *невивітрілі* (монолітні) – практично незачеплені процесами вивітрювання скельні породи, що характеризуються найбільшою механічною міцністю;
- *слабовивітрілі* (тріщинуваті) – у незначному ступені порушені вивітрюванням, менш міцні, ніж монолітні;
- *вивітрілі* – ослаблені вивітрюванням по тріщинах чи рівномірно по всьому масиві скельної породи;
- *сильновивітрілі* – у значній мірі ослаблені вивітрюванням у всьому масиві, мають найменшу серед скельних ґрунтів міцність.

Слабовивітрілі і вивітрілі скельні ґрунти залягають у вигляді незміщених брил, що утворюють подобу сухої кладки. Сильновивітрілі представлені скупченням окремих мінеральних агрегатів – шматків порід (вихідних – материнських і мінералів вивітрювання) різної крупності і міцності: займають проміжне положення між скельними і нескельними ґрунтами.

Ступінь ослаблення чи ступінь вивітрілості скельних ґрунтів K_{wr} установлюють шляхом зіставлення щільності ρ в умовах природного залягання з щільністю монолітного (невивітрілого) ґрунту ρ_m . Чим ближче значення ρ і ρ_m , тим менше вивітрілий скельний ґрунт. Допускається ρ_m приймати рівним щільності часток скельного ґрунту ρ_s .

За межею міцності на одноосьовий стиск у насиченому водою стані R_c у скельних ґрунтах виділяють: *власне скельні* (невивітрілі і слабовивітрілі) $R_c > 5$ МПа; *напівскельні* (вивітрілі) $1 \leq R_c \leq 5$ МПа.

Сильновивітрілі скельні ґрунти при $R_c < 1$ МПа повинні відноситися до нескельних, які представлені бриловими різновидами.

За ступенем засоленості (для напівскельних осадових зцементованих) виділяють: *незасолені*, які вміщують у своєму складі легко- і середньорозчинні солі в кількості менше 1%; *засолені*, якщо вміст зазначених солей більше ніж 1%.

За ступенем розм'якливості у воді скельні ґрунти підрозділяють на: *нерозм'якливі*, якщо $K_{sat} \geq 0,75$; *розм'якливі* – $K_{sat} < 0,75$, де K_{sat} – коефіцієнт розм'якливості, що характеризується відношенням меж міцності на одноосьовий стиск відповідно у водонасиченому і повітряно-сухому стані.

До *розчинних* відносять напівскельні ґрунти осадового походження, що при взаємодії з водою чи іншою рідиною переходять у розчин. До таких ґрунтів відносять карбонатні породи.

За ступенем водопроникності, який оцінюється коефіцієнтом фільтрації K_f (м/добу), скельні ґрунти підрозділяють на *водонепроникні* ($K_f < 0,005$ м/добу) і в різному ступені *водопроникні* ($K_f > 0,005$ м/добу).

У нескельних ґрунтах за умовами утворення виділяють:

- уламкові* (великоуламкові, піщані, пілуваті і глинисті елювіального, пролювіального, делювіального, алювіального, водно-льодовикового, озерного, морського, еолового і змішаного походження);
- *органомінеральні й органічні* (озерні, болотні, озерно-болотні, алювіально-болотні та інші відкладення);
- *ґрунти* (тундрові, підзолисті, болотні, лісостепові, чорноземні, каштанові й ін.);
- *техногенні* – природні ґрунти, змінені і переміщені в результаті виробничої і господарської діяльності людини, а також антропогенні утворення (тверді відходи).

Ґрунти зазначених груп підрозділяють на:

- *типи* – за гранулометричним складом і ступенем його неоднорідності, числом пластичності;
- *види* – за складом заповнювача, міцністю уламків, щільністю складу, відносним вмістом і ступенем розкладання органічних речовин, за способом перетворення і ступенем ущільнення від власної ваги;
- *різновиди* – за фізико-механічними і хімічними властивостями і станом.

Великоуламковий ґрунт містить у своєму складі уламки різної крупності і міцності (вивітрілості) розміром d крупніше 2 мм у кількості понад 50% за масою і дрібноуламковий заповнювач ($d \leq 2$ мм) різної зв'язності, ступеня водонасичення і засоленості. За гранулометричним складом підрозділяють на *валунний* (чи бриловий), *галечниковий* (щербенистий), *гравійний* (жорствяний); у залежності від вмісту легко- і середньорозчинних солей – на *засолені* і *незасолені*.

Піщаний – незв'язний мінеральний ґрунт, містить уламки різної крупності і міцності розміром $d > 2$ мм у кількості менше ніж 50% за масою. Підрозділяють за гранулометричним складом (гравіюватий, великої, середньої крупності, дрібний і пілуватий), ступенем щільності (за значеннями коефіцієнта пористості – щільний, середньої щільності, пухкий), ступенем водонасичення (малого ступеня водонасичення, середнього ступеня водонасичення та насичений водою) і

засоленістю (засолений і незасолений).

Глинистий – зв’язний мінеральний ґрунт, містить уламки різної крупності і міцності розміром $d > 2$ мм у кількості менше ніж 50% за масою, число пластичності $I_p \geq 1$. Підрозділяють за числом пластичності (супісок, суглинок, глина), консистенцією (твердий, пластичний, текучий), відносним набряканням і ступенем засоленості.

Усі види дисперсних ґрунтів також, як і скельні, підрозділяють за ступенем водопроникності.

Серед зв’язних ґрунтів особливо виділяють лесові ґрунти. Ґрунт *лесовий* – пилувато-глинистий ґрунт, що містить у складі більше ніж 50% пилуватих часток, легко- і середньорозчинні солі і карбонати кальцію, переважно макропористий, володіє просадочністю при замочуванні під навантаженням, легко розмокає і розмивається, а при повному водонасиченні може переходити в пливунний стан. Додатково розділяють за відносним просіданням ε_{sl} (просадочні $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$, непросадочні $\varepsilon_{sl} < 0,01$). Під відносною просадочністю ε_{sl} розуміють відношення зменшення висоти зразка в результаті замочування його водою чи іншою рідиною при визначеному вертикальному тиску до висоти зразка природної вологості при тиску, рівному природному на глибині відбору зразка. Відносну просадочність визначають при випробуваннях зразка без можливості його бічного розширення.

До *органо-мінеральних* відносять: мули, сапропелі і заторфовані ґрунти. Відмінною ознакою орґано-мінеральних ґрунтів є наявність у їхньому складі органічних речовин – з’єднань, що входять до складу ґрунту у вигляді залишків, що не розклалися, рослинних і тваринних організмів, а також продуктів їхнього розкладання і перетворення в кількості більше ніж 10% за масою.

Мул – водонасичений сучасний осад водойм, що утворився за наявності мікробіологічних процесів, і має вологість, яка перевищує вологість на межі текучості, і коефіцієнт пористості $e \geq 0,9$.

Сапропель – прісноводний мул, що утворився на дні застійних водойм із продуктів розпаду органічних (переважно рослинних) залишків; має значення $e \geq 3$; $I_L > 1$; вміст часток $d > 0,25$ мм не перевищує 5%.

Ґрунти *заторфовані* – піщані і глинисті ґрунти, що містять у своєму складі від 10 до 50% (за масою) органічних речовин. Класифікацію таких ґрунтів виконують за мінеральною частиною відповідного виду ґрунту після видалення органічних речовин.

Торф – органічний ґрунт, що утворився в результаті природного відмирання і неповного розкладання болотних рослин в умовах підвищеної вологості при нестачі кисню й утримує 50% (за масою) і більше органічних речовин. Види торфів установлюють за ступенем розкладання органічної речовини і ступенем зольності.

Родючий шар – природне утворення, що складає поверхневий шар земної кори й володіє родючістю. Ґрунти складаються з декількох горизонтів, що виникли в результаті взаємодії материнських гірських порід, клімату, рельєфу місцевості, рослинності, тваринних організмів.

Серед техногенних ґрунтів виділяють: природні утворення, *переміщені* чи *змінені в умовах природного залягання*, ґрунти, *змінені фізичним* чи *фізико-хімічним* впливом, *насипні* і *намивні* ґрунти, *побутові* і *промислові* відходи, а також *антропогенні утворення*. Техногенні мінеральні ґрунти підрозділяють на види і різновиди. Види насипних і намивних ґрунтів установлюють також за ступенем їхнього ущільнення від власної ваги (*злежали* і *незлежали*). Побутові і промислові відходи, а також антропогенні утворення – тверді відходи побутової, виробничої і господарської діяльності людини додатково підрозділяють за наявністю органічних включень.

1.3. ОСНОВНІ МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ НЕСКЕЛЬНИХ ҐРУНТІВ

Стисливість. При дії зовнішніх сил у нескельних (роздрібнених) ґрунтах відбуваються як деформації самого скелету, що характерно для усіх твердих тіл, так і деформації, властиві тільки ґрунтам і обумовлені взаємним переміщенням твердих частинок. Залежно від міцності структурних зв'язків і діючого навантаження ґрунти деформуються як тверді чи як пухкі тіла.

Розрізняють ущільнення механічне при короткочасних (найчастіше динамічних) навантаженнях і загальне – компресію при тривалій дії навантажень. Ущільнення ґрунту в реальних умовах роботи споруд протікає за однією з наступних схем.

Стиснення шару ґрунту рівномірно розподіленим суцільним навантаженням без можливості його бічного розширення (рис. 1.1, а). Цей випадок відповідає передачі навантаження від жорстких фундаментів великих розмірів у плані на шар ґрунту обмеженої товщини, тобто коли цей шар підстиляється нестиислою основою. Моделювання стиску ґрунту за такою схемою ущільнення здійснюють у лабораторних умовах на приладах із жорсткими бічними стінками – одометрах. Наявність дірчастих верхнього і нижнього жорстких штампів сприяє витисненню вологи в процесі ущільнення зразка ґрунту.

Випробування без можливості бічного розширення проводять на зразках природного і порушеного складу. Збільшуючи ступінями передане на зразок висотою h навантаження до повного затухання деформацій, на кожному ступіні, вимірюють зменшення висоти зразка Δh , викликане зменшенням пористості при даному тиску p_i , тобто

$$\Delta h = h \cdot (n_0 - n_i) \quad \text{або} \quad \varepsilon_z = (e_0 - e_i) / (1 + e_0), \quad (1.9)$$

де ε_z – відносний стиск у вертикальному напрямку; n_0 , e_0 – початкові (до випробування) значення пористості і коефіцієнта пористості; n_i , e_i – те ж, при тиску p_i .

Результати випробувань представляють у вигляді кривої стиску $e = f(p)$ – компресійної кривої (рис. 1.2, а). Ця крива має дві гілки: 1 – при зростанні навантаження на зразок ґрунту – крива ущільнення (чи гілка навантаження) і 2 – при розвантаженні зразка – крива набухання (гілка розвантаження). Процеси ущільнення і набухання за рахунок нагромадження залишкових деформацій є необоротними, і тому ці криві не збігаються.

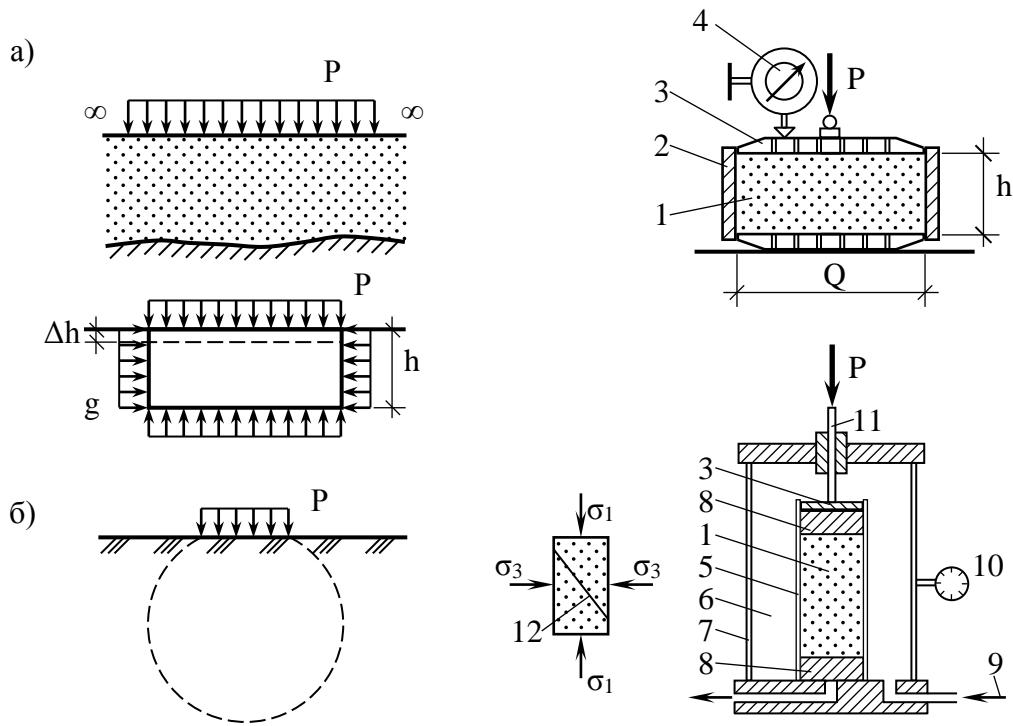


Рис. 1.1. Основні схеми стиснення ґрунту та прилади, що його моделюють: *a* – рівномірно розподіленим суцільним навантаженням без можливості бічного розширення – компресійне стиснення ґрунту в одометрі; *б* – навантаження, що передаються на обмежену поверхню ґрунту – стиснення в стабілометрі; 1 – ґрунт; 2 – кільце; 3 – дірчатий поршень; 4 – індикатор; 5 – гумова оболонка; 6 – рідина; 7 – прозорий циліндр (камера); 8 – фільтр; 9 – подача рідини під тиском; 10 – манометр; 11 – шток для створення вертикального тиску; 12 – площина зрушення

Компресійні криві характеризують здатність ґрунту ущільнюватися. Чим більше зміна e при збільшенні p , тим більшою стискуваністю буде володіти ґрунт. Стискуваність ґрунту, що відповідає діючому тиску p на визначеній ділянці компресійної кривої, характеризують коефіцієнтом ущільнення (стискуваності) m_0 , що чисельно дорівнює тангенсу кута нахилу α спрямленого відрізка кривої ущільнення до осі тиску, тобто $m_0 = \operatorname{tg} \alpha$ (див. рис. 1.2, *a*). При невеликих змінах тисків (100...300 кПа)

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\Delta p}, \quad (1.10)$$

де Δp – діючий тиск у діапазоні зміни коефіцієнта пористості ($e_1 - e_2$) і рівний ($p_2 - p_1$).

Вираз (1.10) можна представити у вигляді

$$\Delta e = m_0 \cdot \Delta p \quad (1.11)$$

і сформулювати в такий спосіб: при невеликій зміні стискаючих напружень зменшення коефіцієнта пористості ґрунту пропорційно збільшенню стискаючого напруження. Формулу (1.11) часто називають законом компресійного ущільнення ґрунтів.

Підставляючи (1.10) у (1.9), одержимо

$$\varepsilon_z = \frac{m_0 p}{1 + e_0}. \quad (1.12)$$

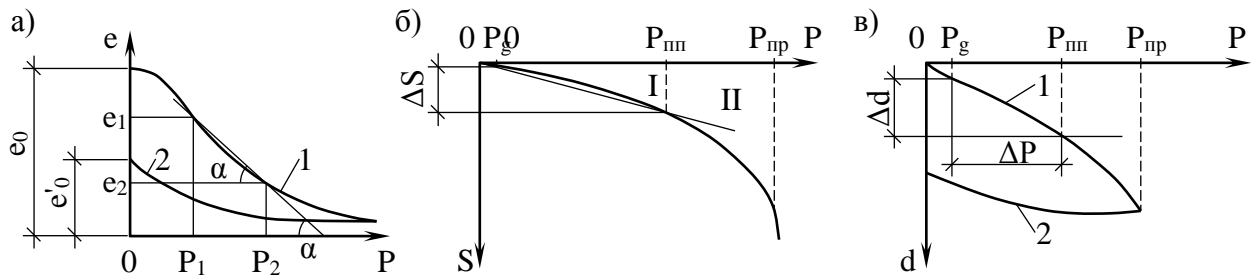


Рис. 1.2. Графіки випробувань ґрунту на стиснення:
 а – при компресійному стисненні; б – при штамповому; в – при пресиометричних $d=f(p)$ випробуваннях; 1 – навантаження; 2 – розвантаження

Для умов стиснення в компресійному приладі відношення бічного розпору зразка q (напруги $\sigma_x = \sigma_y$) до вертикального тиску, що викликав його, $p = \sigma_z$ характеризує собою коефіцієнт бічного тиску ξ у стані спокою (див. рис. 1.1, а), тобто

$$\xi = q/p \quad \text{або} \quad \xi = \sigma_x \text{ (чи } \sigma_y) / \sigma_z. \quad (1.13)$$

У свою чергу коефіцієнт бічного тиску ξ зв'язаний з коефіцієнтом бічного розширення (коефіцієнтом Пуассона) ґрунту ν , що характеризує собою відношення відносних поперечних деформацій $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ до відносних поздовжніх наступним виразом:

$$\nu = \xi / (1 + \xi); \quad \xi = \nu / (1 - \nu). \quad (1.14)$$

Згідно з узагальненим законом Гука відносний вертикальний стиск ε_z може бути визначений за формулою

$$\varepsilon_z = \frac{[\sigma_z - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)]}{E}. \quad (1.15)$$

З урахуванням (1.13), тобто $\sigma_z = p$; $\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot p$, одержимо

$$\varepsilon_z = p \cdot (1 - 2 \cdot \nu \cdot \xi) / E \quad \text{чи} \quad \varepsilon_z = \beta \cdot p / E, \quad (1.16)$$

де β – постійна величина, названа коефіцієнтом стиснення поперечної деформації, і рівна $\beta = 1 - 2 \cdot \nu \cdot \xi$.

У ґрунтах замість модуля пружності E приймають модуль загальної деформації E_0 , що враховує одночасне протікання в ґрунті пружних і залишкових деформацій при його завантаженні. Тоді з (1.12) і (1.16) одержимо

$$E_0 = \beta \cdot (1 + e_0) / m_0. \quad (1.17)$$

Зв'язок коефіцієнтів ν і ξ (вираз 1.13) отримано при розгляді відносного горизонтального стиску

$$\varepsilon_x = [\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_z + \sigma_y)] / E \quad (1.18)$$

з урахуванням того, що при компресійному стиску $\varepsilon_x = 0$.

Стиск ґрунту навантаженням, переданим на обмежену поверхню ґрунту в умовах обмеженого бічного розширення (рис. 1.1, б). Цей випадок відповідає передачі тисків на ґрунт від фундаментів з відносно невеликими розмірами в плані, тобто окремих і стрічкових фундаментів.

Моделювання стиску ґрунту за такою схемою в натурних умовах роблять випробуванням статичним навантаженням, переданим від жорстких штампів будь-якої форми (найчастіше круглий чи квадратний). У лабораторних умовах

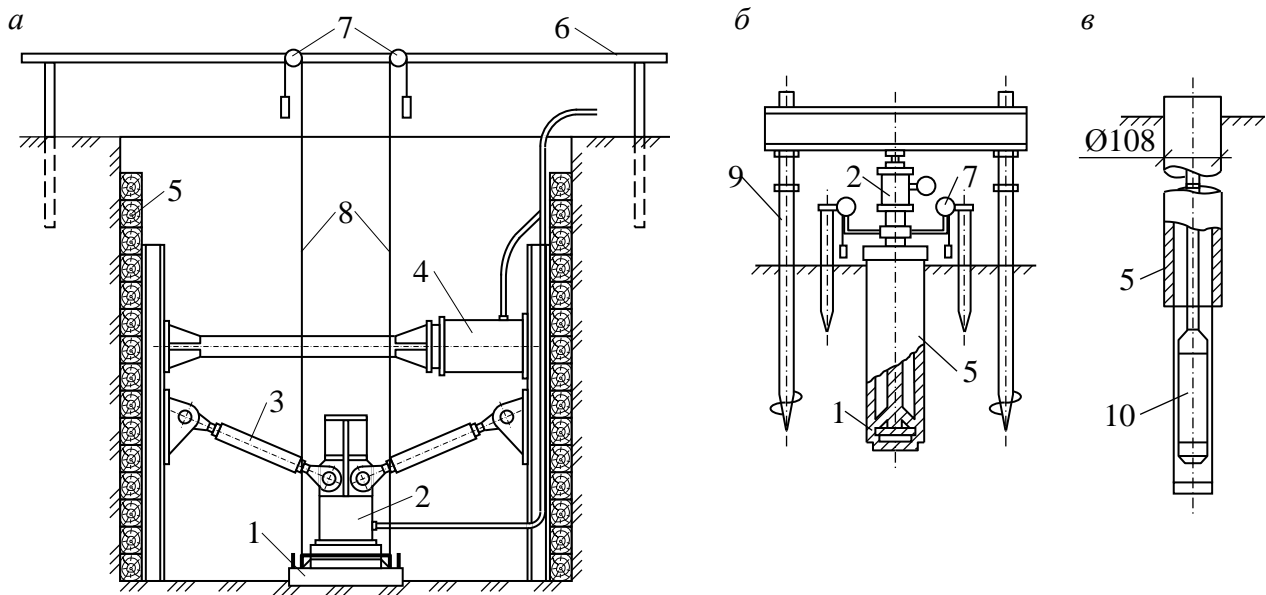


Рис. 1.3. Конструкції установок для випробування ґрунтів на стиснення штампами та пресіометрами: *a* – в шурфах; *б* – у свердловинах; *в* – у свердловинах (пресіометром); 1 – штамп; 2 – домкрат для навантаження штампа; 3 – гвинтові упори; 4 – домкрат для горизонтального розпору; 5 – кріплення стінок шурфу та свердловин; 6 – реперна система; 7 – прогиномір; 8 – дріт; 9 – гвинтовий анкер; 10 – камера пресіометра

випробування проводять на приладах трьохосьового стиску (стабілометрах). На відміну від одометра жорстка обойма в стабілометрі замінена гумовою оболонкою, що щільно прилягає до циліндричного зразка ґрунту. Бічний тиск створюють насосом і передають на рідину, яка заповнює закриту камеру з манометром, що вимірює гідростатичний тиск на зразок.

Випробування на стиск ґрунтів в умовах трьохосьового (складного) напруженого стану являють собою загальний випадок компресійного стиску і проводять за двома схемами: з можливістю бічного розширення і при його неможливості, тобто як звичайний іспит в одометрі. В умовах вісесиметричного завантаження при трьохосьовому стиску $\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_x = \sigma_y$.

Під час іспитів заміряють тиск у камері стабілометра, осьові й об'ємні деформації при приросту осьового тиску $\Delta\sigma_1$. Для кожного ступіня вертикального навантаження обчислюють значення відносної подовжньої $\Delta\varepsilon_l$ і відносної об'ємної деформації $\Delta\varepsilon_v$. Для ділянки лінійної залежності $\varepsilon_l = f(\sigma_1)$ і $\varepsilon_v = f(\sigma_1)$ визначають значення модулів лінійної й об'ємної деформації

$$E_c = \Delta\sigma_1 / \Delta\varepsilon_l \quad \text{і} \quad E_v = \Delta\sigma_1 / \Delta\varepsilon_v. \quad (1.19)$$

Випробування ґрунтів на стиск у натурних умовах жорстким штампом (рис. 1.3, *a*) дозволяє установити залежність осідання S завантаженої площі від переданого тиску p (див. рис. 1.2, *б*). На графіку яскраво виражені дві ділянки: на *I* – залежність $S = f(p)$ може бути прийнята лінійною, на *II* – вона носить криволінійний характер. Значення тиску, до якого залежність $S = f(p)$ носить лінійний характер, може розглядатися як межа пропорційності $p_{\text{пп}}$. Для глинистих малого ступеня водонасичення, а також піщаних і великоуламкових ґрунтів початкова ділянка близька до лінійної. Для глинистих ґрунтів середнього ступеня водонасичення і насичених водою ґрунтів лінійність цієї ділянки є дещо умовною.

У цілому для усіх видів ґрунтів з достатньою для практичних цілей точністю залежність між загальними деформаціями (залишковими і пружними) і тисками приймають лінійною на визначеному для даного виду ґрунту ділянці l залежності $S=f(p)$, при цьому передані тиски не дуже великі (звичайно 100...300 кПа залежно від виду і стану ґрунту за вологістю). Виходячи з цього, при тисках $p \leq p_{nm}$ до ґрунтів застосовують теорію лінійно-деформованих тіл, використовуючи закони і рівняння теорії пружності. Зазначене положення має назву **принципу лінійної деформованості**.

Модуль загальної деформації ґрунту за результатами випробувань на стиск пробним статичним навантаженням, переданим на жорсткий штамп, визначають за формулою

$$E_0 = \omega \cdot (1 - \nu^2) \cdot \Delta p \cdot b / \Delta S, \quad (1.20)$$

де ω – безрозмірний коефіцієнт форми завантаженої площі (для круглого приблизно 0,8; квадратного – 0,9; прямокутного – більше ніж 1,0); b – поперечний розмір штампа (діаметр круглого чи менша сторона прямокутного); S – стабілізоване осідання, що відповідає тиску на межі пропорційності $\Delta p = p_{nm} - p_g$, де p_g – тиск від власної ваги ґрунту (побутовий тиск) на позначці випробування.

Крім випробувань на стиск штампами в шурфах (звичайно площею 5000–10000 см²), такі випробування можливо здійснювати в спеціальних свердловинах (рис. 1.3, б). Для таких випробувань використовують круглий штамп площею 600 см² (глибина випробувань до 10 м), який завантажують за схемою заглибленого фундаменту через жорсткі штанги, а також прессіометри (глибина випробувань до 20...25 м). Прессіометр (рис. 1.3, в), являє собою порожню робочу камеру циліндричної форми ($S_{\text{бок}} \geq 2500$ см²), у якій створюють тим чи іншим способом надлишковий радіальний тиск, який передається на стінки свердловини. Схема проведення глибинних випробувань на стиск і обробки їхніх результатів у принципі аналогічні звичайним штамповим у шурфах.

Значення модуля деформації, отримане при прессіометричних випробуваннях на основі обробки графіка $\Delta d = f(p)$, де Δd – збільшення початкового діаметра d_0 свердловини (див. рис. 1.2, в), визначають за формулою

$$E_{0n} = K \cdot d_0 \cdot \Delta p / \Delta d \quad (1.21),$$

і коригують поправочним коефіцієнтом K (залежно від глибини випробування і виду ґрунту) до значень E_{0nl} , отриманих при штампових випробуваннях, тобто коли деформація ґрунту відбувається у вертикальному напрямку.

Необхідно відзначити, що величини модуля деформації за даними лабораторних випробувань у компресійному приладі і стабілометрі за рахунок погрешностей, що властиві лабораторним методам, істотно нижче тих значень, що одержують при випробуваннях стандартним штампом площею 5000 см². Тому значення модуля деформації, отримане при лабораторних випробуваннях $E_{л}$, коригують до величини польового E за формулою

$$E = E_{л} \cdot m_e, \quad (1.22)$$

де m_e – коригуючий коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта пористості e . Його приймають рівним для компресійного випробування $e/2,72$ і для стабілометричного – $e/2,0$.

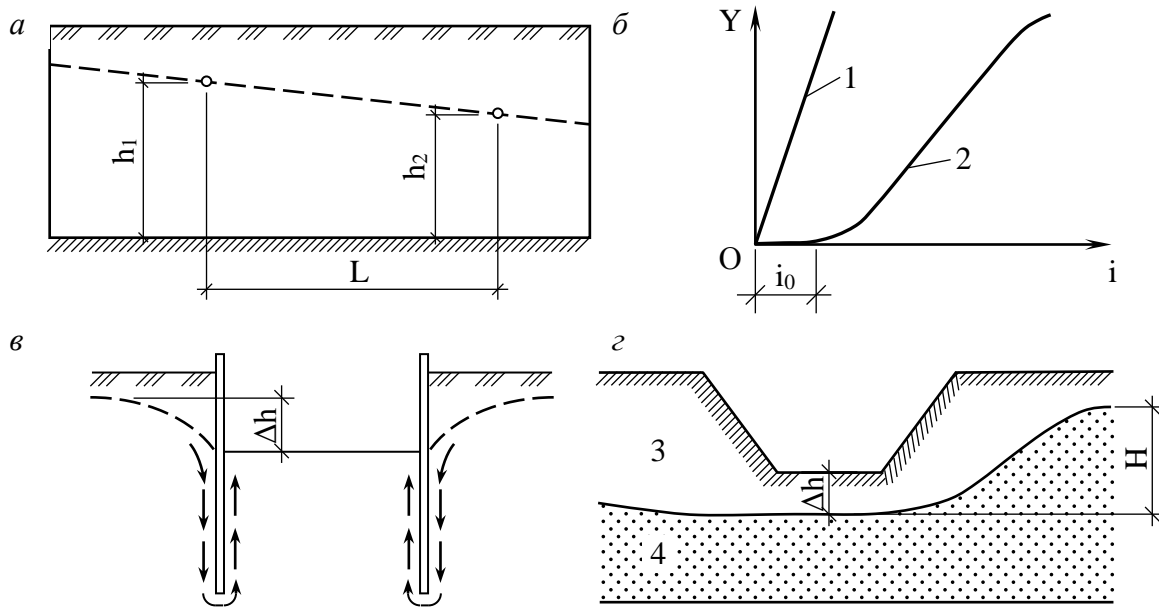


Рис. 1.4. Фільтрація води в ґрунтах:

a – схема фільтрації; *б* – залежність швидкості фільтрації від градієнта; *в*, *г* – прояв гідродинамічного тиску біля шпунтової стінки та в котловані; 1 – фільтрація в незв'язних ґрунтах; 2 – фільтрація в зв'язних ґрунтах; 3 – водотривкий шар; 4 – водоносний шар

Штампові і прессиометричні випробування являються прямими й основними випробуваннями на стиск ґрунтів. Поряд з ними використовують непрямі методи визначення стискуваності, наприклад, установками статичного і динамічного (тільки для пісків) зондування. Конструкції застосовуваних зондів дозволяють реєструвати як роздільно опір вістря зонда і його бічній поверхні при зануренні, так і загальний (для динамічного зондування). Найвні формули дозволяють визначати значення E_0 за величиною опору вістря при статичному зондуванні усіх видів ґрунтів, а за величиною загального опору зануренню зонда при динамічному тільки для пісків.

Водопроникність.

Водопроникність ґрунтів визначає швидкість їхнього ущільнення під навантаженням. Крім того, при русі води під дією різниці напорів (h_1-h_2) у ґрунтах виникають гідродинамічні тиски, що приводять до вимивання дрібних часток (до суфозії) ґрунту (рис. 1.4, *a*).

У піщаних і глинистих ґрунтах завдяки відносно малим розмірам пор рух води з достатньою для практичних цілей точністю може розглядатися як ламінарний, паралельно струминний рух. У цьому випадку відповідно до закону Дарсі витрата води при фільтрації

$$Q = k \cdot i \cdot F, \quad (1.23)$$

а швидкість фільтрації

$$v = k \cdot i, \quad (1.24)$$

де k – коефіцієнт фільтрації, що характеризує удавану швидкість фільтрації при градієнті напору $i=1$; i – гідралічний градієнт (ухил), дорівнює відношенню втрати напору (h_1-h_2) до довжини шляху фільтрації ℓ ; F – площа перерізу ґрунту, через яку відбувається фільтрація води.

Коефіцієнт фільтрації k залежить від гранулометричного складу, пористості і структури ґрунту. Найбільш високі значення k характерні для піщаних, грубозернистих і великоуламкових ґрунтів, найменші – для глинистих.

Процес фільтрації в зв'язних ґрунтах може відбуватися лише в межах частини пор, не зайнятих зв'язаною водою. У силу в'язких властивостей зв'язаної води фільтрація починається після того, як буде подолано деякий початковий градієнт напору i_0 (рис. 1.4, б). Починаючи з цього моменту, фільтрація в зв'язних ґрунтах буде підпорядковуватися лінійному закону, причому швидкість її буде дорівнювати

$$v = k \cdot (i - i_0). \quad (1.25)$$

Значення коефіцієнтів фільтрації визначають дослідним шляхом у лабораторних умовах (на приладах різної конструкції) і в польових, використовуючи способи пробних відкачок (для водоносних ґрунтів), а також наливу і нагнітання (для неводоносних). В усіх випадках вимірюють кількість води, що просочилась через ґрунт за визначений час, а потім, підставляючи її у формули водопроникності, визначають коефіцієнти фільтрації.

Швидкість ущільнення насичених водою ґрунтів в основному залежить від швидкості видавлювання води з пор. Чим більше дисперсний і, отже, менш водопроникний ґрунт, тим повільніше відбувається ущільнення його під навантаженням.

При стисненні водонасичених ґрунтів розрізняють дві системи тисків: *тиск у скелету ґрунту*, що впливає на нього ефективно (викликає стиск скелета, його ущільнення) і називається тому **ефективним тиском p_z** (або **ефективною напругою σ'**), і *тиск, що обумовлює лише гідростатичний напір у воді* і викликає її фільтрацію, називається **нейтральним p_w** (**нейтральною напругою σ_u**). У водонасичених ґрунтах під впливом зовнішнього навантаження для будь-якого моменту часу

$$p = p_z + p_w \quad \text{чи} \quad \sigma = \sigma' + \sigma_u, \quad (1.26)$$

де p – повний тиск (повна напруга σ), рівний зовнішньому навантаженню на ґрунт, віднесеному до площі завантаження A . У стані стабілізованого осідання напруги в скелеті дорівнюють зовнішньому навантаженню, тобто $p_z = p$, $p_w = 0$.

Значення нейтрального тиску дорівнює $\gamma_w h$, де h – п'єзометричний напір. У тих випадках, коли нейтральний тиск позитивний, тобто перевищує природний гідростатичний, його називають надлишковим тиском у поровій воді чи поровим тиском. При зниженні рівня підземних вод на Δh ефективний тиск у шарах ґрунту, розміщених нижче, зростає на величину, рівну вазі зниженого стовпа води, тобто $\gamma_w \Delta h$.

Вода, що рухається через ґрунт, створює на ґрунтову товщу гідродинамічний тиск j , значення якого при постійному градієнті напору визначають за формулою (див. рис. 1.4, а)

$$j = \gamma_w \cdot (h_1 - h_2) / \ell = \gamma_w \cdot i. \quad (1.27)$$

Гідродинамічний тиск розподіляється по всій товщі ґрунту, обводненого фільтраційним потоком, і діє по дотичній до ліній потоку води в напрямку її руху. При значній швидкості ґрунтового потоку в дрібнопилуватому складі

грунту гідродинамічний тиск сприяє вимиванню (суфозії) дрібних часток. Винесення дрібних часток ґрунту зв'язане з фільтраційним руйнуванням (див. рис. 1.4, в).

Якщо вода заповнює в ґрунтах пори капілярного розміру, то вона здатна підніматися вище дзеркала підземних вод на деяку висоту h_k , що врівноважується тиском води на стінки капіляра, обумовлену підйомною силою увігнутого меніска. Утворення в таких порах увігнутих менісків води викликано її взаємодією з поверхнею мінеральних часток чи мікроагрегатів ґрунту. Для ґрунтів, що не володіють жорсткими зв'язками, *капілярний тиск*, що передається на їхній скелет, дорівнює

$$p_k = \gamma_w \cdot h_k, \quad (1.28)$$

де h_k – висота капілярного підняття води, визначають від рівня підземних вод до рівня поверхні капілярних менісків. Мінімальне значення h_k у дрібнозернистих пісках – у середньому 0,5 м, максимальне в глинах – понад 4 м.

Капілярний тиск – це ефективне напруження, що впливає на скелет ґрунту; воно впливає на зв'язність глинистих ґрунтів. Дією капілярних сил обумовлене переміщення вологи в глинистих і пілуватих ґрунтах. Стан, що відповідає капілярному насиченню ґрунту, визначає його вологомісткість.

Міцність. Граничний опір зрушенню.

Ґрунт знаходиться в непорушеному стані, якщо навантаження, що впливає на нього, менше від межі його міцності. Руйнування може відбуватися при деформуванні ґрунту внаслідок його стиску, відриву (розтягання) чи зрушення. Зрушення відбувається під впливом дотичних напружень, що виникають у ґрунтового масиві. Опір ґрунтів зрушенню обумовлено опором тертю твердих часток по поверхні ковзання (*внутрішнім тертям*) і опором зв'язності частинок (*внутрішнім зчепленням*). У незв'язних ґрунтах опір зрушенню залежить від сил тертя між частинками; у зв'язних воно складається із сил тертя частинок і сил зчеплення між ними.

Найпростішим дослідженням ґрунту на зрушення є випробування за схемою плоского (прямого) зрушення (рис. 1.5, а), коли на одну з частин твердого розрізного кільця передають дотичне напруження τ , що викликає його зсув, при визначеному вертикальному стискаючому напруженні σ . В умовах складного (трьохосового) напруженого стану, схема якого приведена раніше на рис. 1.1, б, руйнування (втрата міцності) зразка відбувається по заздалегідь невідомій похилій поверхні при визначеному співвідношенні вертикального σ_1 і горизонтального напруження $\sigma_2 = \sigma_3$.

Випробування за схемою плоского зрушення можуть проводитися також у клинових обоймах (рис. 1.5, б), що мають різні кути нахилу щілинного прорізу α у площині поперечного перерізу (30° , 40° , 50° , 60°).

Для забезпечення міцності ґрунту в площині можливого зрушення необхідно виконати умову граничного стану, що у загальному випадку має вигляд

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.29)$$

де τ – зсувне (дотичне) напруження, рівне питомому значенню загального опору зрушенню; σ – стискаюче нормальне напруження; $\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт тертя,

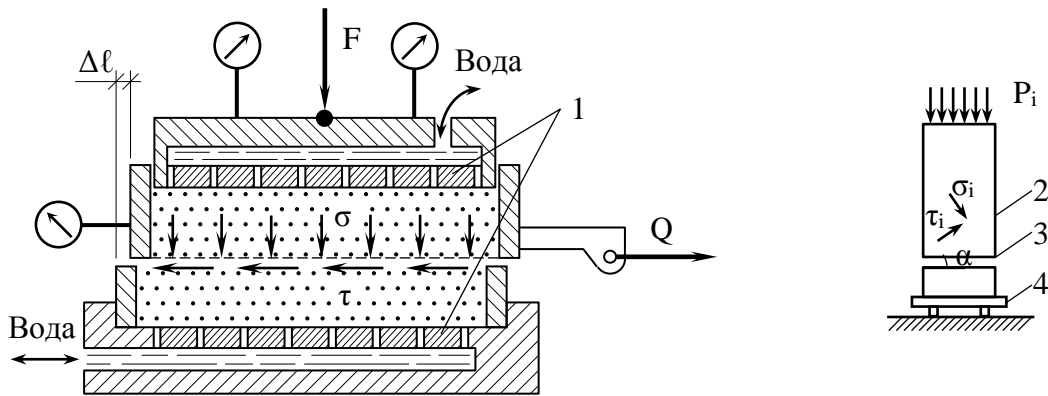


Рис. 1.5. Схема лабораторних випробувань на зрушення:
 а – плоске зрушення у приладі для зрушення; б – плоске зрушення у клиновій обіймі; 1 – дірчатий штамп; 2 – прорізь; 3 – клинова обійма; 4 – рухома каретка

виражений через тангенс кута внутрішнього тертя φ ; c – питоме зчеплення.

Рівняння (1.29) за Кулоном є умовою міцності для ґрунтів, що володіють тертям і зчепленням. У незв'язних ґрунтах значення c приймають рівним 0, в ідеально-зв'язних – $\varphi=0$. Тоді рівняння Кулона дістане відповідний вигляд:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad \text{і} \quad \tau = c. \quad (1.30)$$

Рівняння (1.29) і (1.30) являють собою прямі в координатах " τ - σ " (рис. 1.6, а). Оскільки в природі важко виділити ґрунти, що володіють тільки тертям чи тільки зчепленням, і саме тертя в ґрунтах неможливо відокремити від зчеплення, характеристики опору зрушенню – питоме зчеплення c і кут внутрішнього тертя φ – варто розглядати як математичні параметри прямолінійної діаграми зрушення. Фізичний зміст має тільки питомий опір зрушенню τ .

Рівняння (1.29) часто представляють у вигляді

$$\tau = \operatorname{tg} \varphi (\sigma + \sigma_c), \quad (1.29')$$

де σ_c – напруження, що відповідає всебічному рівномірному стиску ґрунту, еквівалентне зв'язності і рівне $c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$.

Умову граничного опору зрушенню при плоскому зрізі поширюють і на випадок оцінки міцності ґрунтів в умовах складного напруженого стану (див. рис. 1.6, б), розглядаючи діаграми зрушення як огинаючі кіл граничних напружень Мора. Загальна дотична до кіл напружень являє собою прямі $\tau=f(\sigma)$, що задовольняють граничному стану різних видів ґрунтів при прямому зрізі (умові міцності за Кулоном). Для кожної з діаграм граничних напружень на рис. 1.6, б-г умова граничного опору зрушенню чи, як їх прийнято називати, умови граничної рівноваги при складному напруженому стані (умова міцності за Мором) записують у відповідній аналітичній формі:

– для незв'язних ґрунтів – рис. 1.6, б

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 + \sigma_2); \quad (1.31)$$

– для зв'язних (що володіють тертям і зчепленням) – рис. 1.6, в

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c); \quad (1.32)$$

– для ідеально зв'язних (не володіють тертям) – рис. 1.6, г

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_2) / 2. \quad (1.33)$$

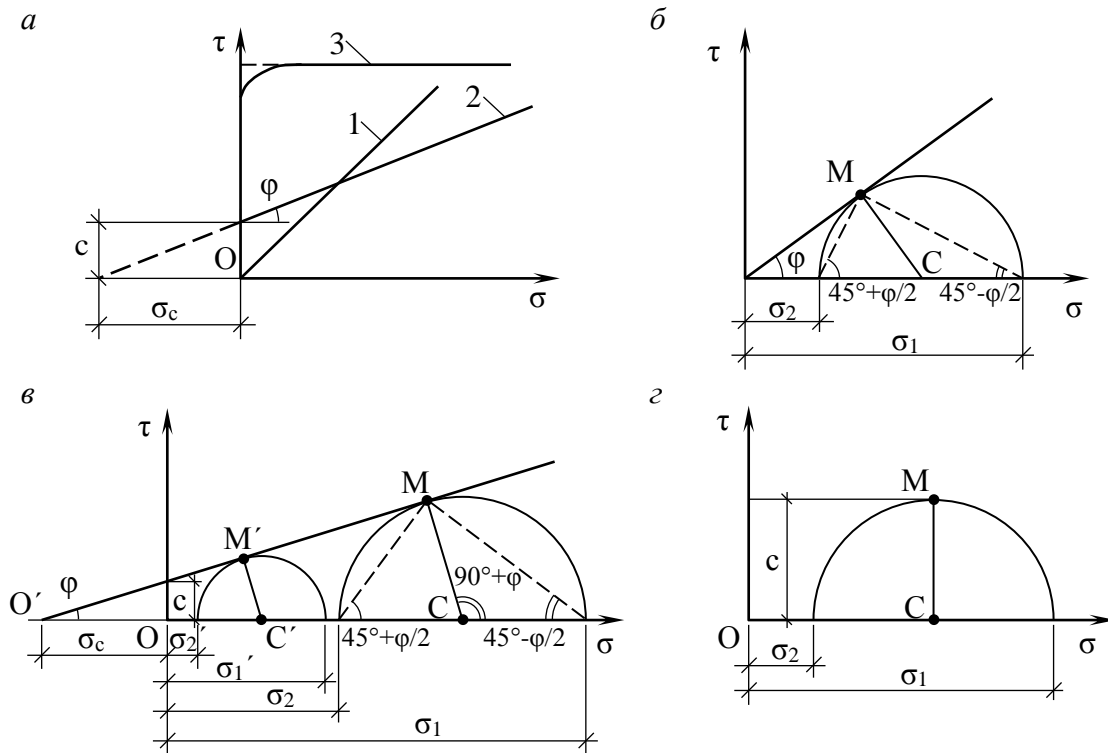


Рис. 1.6. Діаграма граничних напружень при зрушенні:
 а – для плоского напруженого стану (1 – незв’язний ґрунт, 2 – зв’язний ґрунт, 3 – ідеально зв’язний ґрунт); б, в, г – для складного напруженого стану відповідно у незв’язних, зв’язних та ідеально зв’язних ґрунтах

При вирішенні задач граничної рівноваги умови граничного опору зрушенню для незв’язних (1.31) і зв’язних (1.32) ґрунтів записують:

– для незв’язних

$$\sigma_2/\sigma_1 = (1 - \sin \varphi)/(1 + \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (1.34)$$

$$\sigma_1/\sigma_2 = (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2); \quad (1.35)$$

– для зв’язних

$$(\sigma_2 + \sigma_c)/(\sigma_1 + \sigma_c) = (1 - \sin \varphi)/(1 + \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (1.36)$$

$$(\sigma_1 + \sigma_c)/(\sigma_2 + \sigma_c) = (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (1.37)$$

У рівняння (1.31) – (1.37) входять лише ефективні напруги σ_1 і σ_2 , рівні повним тільки при малому ступені водонасичення. При середньому ступені водонасичення і насичених водою ґрунтах, якщо випробування проводять за схемою недренованого зрушення, підставляють значення $\sigma_1' = (\sigma_1 - \sigma_u)$ і $\sigma_2' = (\sigma_2 - \sigma_u)$, де σ_u – нейтральний чи поровий тиск. Вираз $\operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ називають коефіцієнтом активного ξ_a , а $\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ – відповідно пасивного тиску ξ_n ; легко побачити, що $\xi_a < 1$, а $\xi_n > 1$.

Коло граничних напружень дає можливість установлювати напрямки площадок зрушення (ковзання) для будь-якої заданої точки на колі. Ці площадки нахилені під кутом $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ до напрямку площадки найбільшої головної напруги чи під кутом $\pm(45^\circ - \varphi/2)$ до напрямку найменшого (див. рис. 1.6 б, в).

При простому (одноосьовому $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$) стиску максимальне зрушуюче напруження складає

$$\tau_{max} = \tau_0 = \sigma_1/2. \quad (1.38)$$

Значення τ_0 у цьому випадку приймають рівним граничному зчепленню c при $\varphi \cong 0$. Граничний стан описується кругом напружень Мора, аналогічно приведеному на рис. 1.6, *з*, який проходить через початок координат ($\sigma_2=0$). Такі випробування допускаються лише для зв'язних ґрунтів у твердому і тугопластичному станах.

Опір зрушенню в лабораторних умовах визначають різними способами: зрізом по фіксованій (горизонтальній чи похилій) площині, руйнуванням в умовах одноосьового і трьохосьового стиску й ін. Зріз по фіксованій площині і руйнування зразка при трьохосьовому стиску дозволяють визначати роздільно параметри зрушення c і φ . Інші методи можуть бути застосовані для зв'язних ґрунтів і дають можливість визначення лише загального (чи повного) граничного опору зрушенню τ_0 . Результати випробувань на зрушення залежать від швидкості навантаження і деформування, умов відведення (дренування) води. Розрізняють *консолідовано-дреноване зрушення* (повільне зрушення чи зрушення по відкритій системі) і *неконсолідоване* чи *нейтральне зрушення* (швидке зрушення чи зрушення по закритій системі).

Способи випробувань на зрушення ґрунтів у польових умовах (шурфах, дослідних котлованах, свердловинах) відрізняються значною розмаїтістю (рис. 1.7.). Загальним для всіх способів є сам процес випробування, при якому зрушення (зріз) ґрунту здійснюють поступальним переміщенням по заздалегідь заданій поверхні (плоскій, циліндричній) чи по довільній поверхні ковзання. У першому випадку (рис. 1.7, *а*), як і при лабораторному досліді за схемою фіксованого зрізу, випробуванню піддають кілька зразків ґрунту (звичайно не менше трьох) при істотно різних значеннях нормального до поверхні зрізу тиску $p_1 < p_2 < p_3$. У тих випадках, коли поверхня зрушення заздалегідь невідома, випробування здійснюють з нерегульованим тиском, і для визначення параметрів зрушення c і φ аналізують граничний напружений стан зразка чи масиву ґрунту, що руйнується, у момент зрушення (рис. 1.7, *б*, *в*). Загальним для всіх установок є пристрій для створення нормального і зрушуючого зусилля, а також пристрій для вимірювання деформацій ущільнення і зміщення. Схеми деяких із застосовуваних установок для випробувань на зрушення в польових умовах приведені на рис. 1.7.

При обробці результатів випробувань на зрушення розглядається умова граничного стану, при якому зрушуючі (зовнішні) сили врівноважуються стримуючими (внутрішніми силами тертя і зчеплення), розподіленими по поверхні зрізу (ковзання). При випробуванні крильчаткою шляхом обертального зрізу визначають тільки загальний опір зрушенню τ_0 у вибої свердловини. Метод застосований в основному для слабких водонасичених глинистих ґрунтів, що мають низькі значення кута внутрішнього тертя φ .

Міцнісні характеристики c і φ глинистих ґрунтів можуть бути визначені також і за даними статичного зондування.

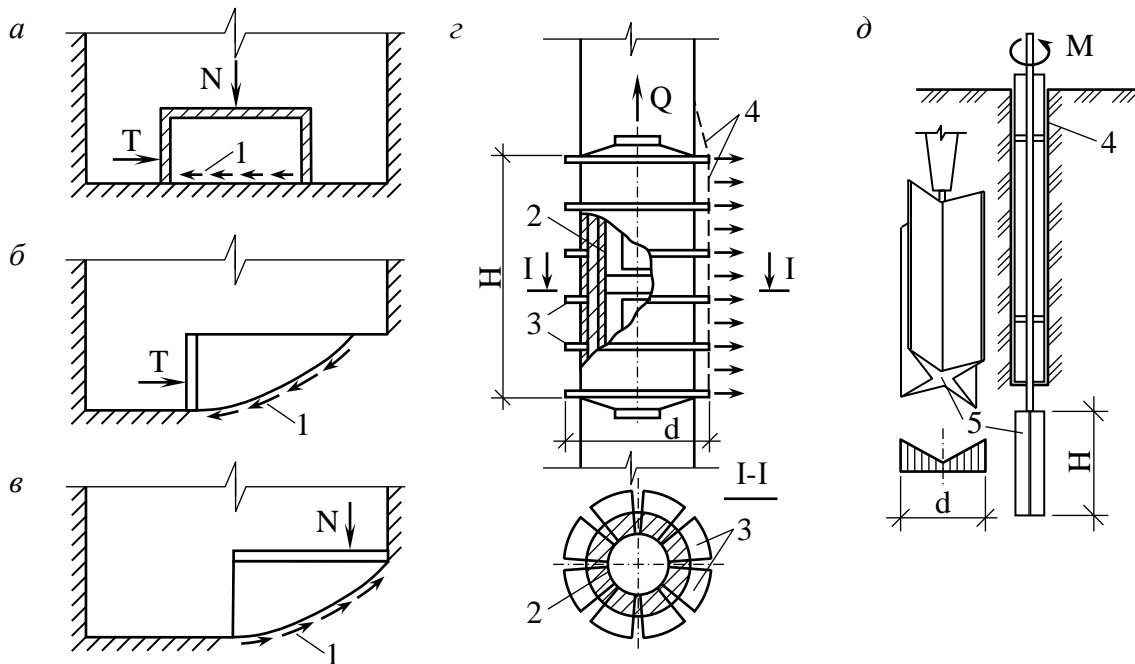


Рис. 1.7. Схеми польових установок для випробувань на зрушення: *а* – плоске зрушення; *б, в* – зрушення по наперед заданій поверхні методами випирання та обвалення притулених призм ґрунту; *г, д* – зрушення в свердловині пресіометром зрізу та крильчаткою; 1 – поверхня зрушення; 2 – камера пресіометра; 3 – жорсткі поздовжні зрізувачі; 4 – свердловина з обсадною трубою; 5 – крильчатка на жорсткій штанзі

1.4. МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ОСОБЛИВИХ РІЗНОВИДІВ ҐРУНТІВ

До особливих різновидів ґрунтів відносять ґрунти, у яких при додаткових фізичних впливах різко порушується природна структура, за рахунок чого відбувається зниження їхніх механічних властивостей. До таких ґрунтів звичайно відносять: лесові, засолені, набухаючі, елювіальні, мули, пухкі піски, слабкі водонасичені глинисті ґрунти, що виявляють реологічні властивості, біогенні ґрунти. Мерзлі ґрунти, що відтали, тут не розглядаються.

Лесові ґрунти (лес, покривні пилувато-глинисті відкладення) у маловологому стані мають здатність до *осідання* при їхньому зволоженні під навантаженням. Криві залежності $e, \Delta h = f(p)$ для просадочних ґрунтів приведена на рис. 1.8, *а*. У процесі замочування під заданим тиском p_c стрибкоподібно змінюється коефіцієнт пористості ґрунту e (висота зразка h), і плавна крива отримує розрив. На кривих $e, \Delta h = f(p)$ розрізняють три області деформування ґрунту (рис. 1.8, *а*). Стиск в умовах природної вологості непорушеної структури – *ab*, осідання – *bc* і ущільнення з порушеними структурними зв'язками – *cd*. Зі збільшенням природної вологості просадочність зменшується, і при ступені вологості $S_r > 0,8$ лесові ґрунти практично непросадочні.

Просадочні ґрунти характеризуються:

- – відносною просадочністю ε_{sl} – відносним стисненням ґрунтів ε_{sl} при заданому тиску p після їхнього замочування;
- – початковим просадочним тиском p_{sl} – мінімальним тиском, при якому ви-

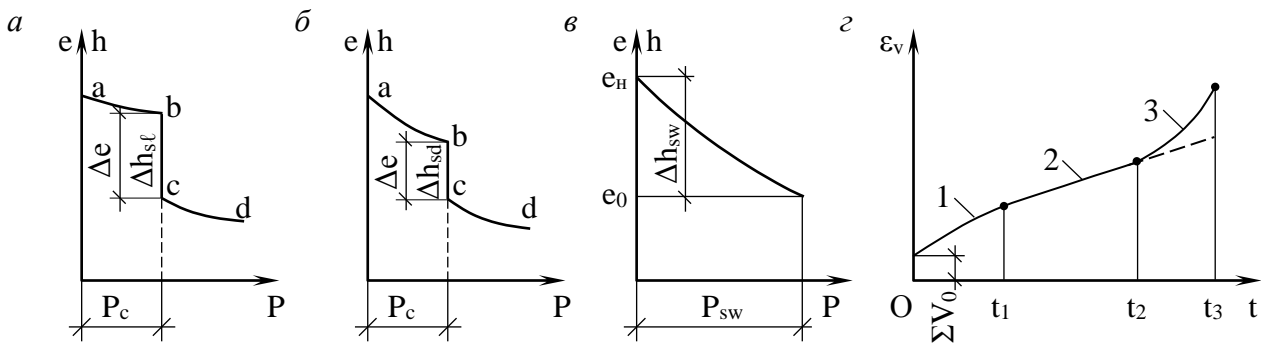


Рис. 1.8. Характерні графіки деформацій при визначенні:

a, б – відносної просадочності в лесових та пухких піщаних ґрунтах; *в* – тиску набухання у глинистих ґрунтах; *г* – виду повзучості ґрунту; 1 – затухаюча повзучість; 2 – повзучість із постійною швидкістю – пластично-в'язка течія; 3 – прогресуюча повзучість зі зростаючою швидкістю течії

являються просадочні властивості ґрунтів при їх повному водонасиченні;

– – початковою просадочною вологістю w_{sl} – мінімальною вологістю, при якій виявляються просадочні властивості.

Відносну просадочність ε_{sl} визначають випробуваннями зразків природної вологості при їхньому замочуванні під заданим тиском без можливості бічного розширення (рис. 1.8, *a*) і обчислюють за формулою

$$\varepsilon_{sl} = (h_p - h_{sl}) / h_g = \Delta h_{sl} / h_g, \quad (1.39)$$

де h_p – висота зразка ґрунту природної вологості, обтиснутого тиском p ; h_{sl} – те ж, після замочування до повного водонасичення при збереженні тиску p ; h_g – висота того ж зразка природної вологості, обтиснутого тиском p_g , рівним природному на глибині відбору зразка на іспит.

Значення ε_{sl} залежать від: переданого на ґрунт тиску, природної щільності і вологості, складу ґрунту і ступеня його вологості. За інших рівних умов найбільшою просадочністю володіють супіски. Максимальне значення відносної просадочності досягається не при повному водонасиченні W_{sat} , а при оптимальній вологості на границі пластичності W_p і змінюється в межах $(0,95 \dots 1,3)W_p$.

Початковий просадочний тиск p_{sl} установлюють при лабораторних і польових випробуваннях і приймають рівним:

- – тиску, при якому відносна просадочність $\varepsilon_{sl} = 0,01$ (при лабораторних випробуваннях у компресійних приладах);
- – тиску, рівному межі пропорційності на графіку "навантаження-осідання" (при польових випробуваннях штампами попередньо замочених ґрунтів);
- – вертикальному напруженню від власної ваги ґрунту на глибині, на якій починається осідання (при замочуванні ґрунтів у дослідних котлованах).

Значення p_{sl} залежать від щільності скелета ρ_d і ступеня вологості S_r ; зі збільшенням ρ_d і S_r початковий просадочний тиск зростає. Для лесових супіщаних ґрунтів України значення p_{sl} знаходяться в інтервалі 80...120 кПа, при цьому осідання від власної ваги починається з глибини 5...7 м; для лесових суглинків величина p_{sl} підвищується до 150...250 кПа, а осідання від власної ваги відбувається з глибини 8...12 м. Початковий просадочний тиск використовують при визначенні деформівної зони, у межах якої буде відбуватися осідання від сумар-

ного впливу напружень від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту; визначенні глибини, починаючи з якої буде відбуватися осідання від власної ваги; розрахунку можливих значень осідань основ фундаментів і ґрунтів від їхньої власної ваги.

Початкову просадочну вологість W_{sl} установлюють при компресійних випробуваннях і в польових умовах. Її значення залежать від напруженого стану ґрунту, природної щільності і міцності структурних зв'язків. Значення W_{sl} використовують для визначення можливості осідання лесових ґрунтів при підвищенні їхньої вологості не до повного водонасичення, а також при встановленні залежності ε_{sl} від ступеня підвищення вологості.

Для просадочних ґрунтів модуль загальної деформації, що визначають переважно в польових умовах, і міцнісні характеристики – питоме зчеплення c і кут внутрішнього тертя φ – повинні встановлюватися як мінімум при двох станах: при природній або усталеній вологості в процесі будівництва й експлуатації і при повному водонасиченні.

Просадочними властивостями володіють також і *засолені ґрунти*, у яких легкорозчинні солі здатні вимиватися в умовах тривалого фільтраційного замочування під деяким тиском p . Засолені ґрунти (за аналогією з лесовими просадочними, див. рис. 1.8, а) характеризують відносним суфозійним стиском ε_{sf} , який визначають при компресійно-фільтраційних випробуваннях аналогічно (1.39) як відношення $\Delta h_{sf,p}/h_g$. Значення ε_{sf} визначають також і при польових випробуваннях статичним навантаженням за допомогою штампів із тривалим замочуванням.

У засолених ґрунтах процеси тривалої фільтрації і вилуговування солей супроводжуються звичайно зниженням міцносних властивостей, суфозійним осіданням внаслідок просідання, а також підвищенням агресивності підземних вод.

Процес ущільнення подібний до осідання, відзначається в *пісках пухкого складу*, природна структура яких порушується при динамічних впливах (вібрація, сейсміка й ін.). Прискорення, при якому пісок починає ущільнюватися, називають критичним, при цьому порушується природна структура (рис. 1.8, б). Значення відносного стиску при даному динамічному впливі ε_{sd} визначають за формулою, аналогічно як для просадочних ґрунтів, тобто $\varepsilon_{sd} = \Delta h_{sd}/h_g$. Чим більша щільність складу піску, тим при більших значеннях критичного прискорення починається його ущільнення.

Глинисті ґрунти, що містять у своєму складі переважно глинисті фракції ($d < 0,005$ мм), відносять до *набухаючих*, у яких відносно набухання у вільному стані $\varepsilon_{sw,0} \geq 0,04$. Ці ґрунти характеризують *тиском набухання* p_{sw} , *відносним набуханням* при заданому тиску ε_{sw} і *відотною усадкою* при висиханні ε_{sh} .

За тиск p_{sw} приймають тиск на зразок ґрунту, що замочують і навантажують без можливості бічного розширення, при якому деформації набухання дорівнюють нулю. Значення p_{sw} установлюють шляхом випробування без навантаження в умовах неможливості бічного розширення максимально набухлого зразка ґрунту з наступним обтисненням його до початкової (природної) порис-

тості (рис. 1.8, в).

При заданому тиску відносне набухання ε_{sw} в умовах інфільтрації вологи визначають за формулою

$$\varepsilon_{sw} = (h_{sat} - h_n) / h_n = \Delta h_{sw} / h_n, \quad (1.40)$$

де h_n – висота зразка природної вологості і щільності, обтиснутого без можливості бічного розширення тиском p , h_{sat} – висота того ж зразка після замочування до повного водонасичення.

Відносна лінійна усадка при висиханні зразка, що зазнав набухання,

$$\varepsilon_{sh} = (h_n - h_d) / h_n, \quad (1.41)$$

де h_n – висота зразка найбільш можливої вологості при обтисненні тиском p без можливості бічного розширення; h_d – висота зразка в тих же умовах після зменшення вологості в результаті висихання.

Значення відносного набухання ε_{sw} залежить від щільності і обернено пропорційне початковій вологості ґрунту. Набухання зростає зі збільшенням показників гідрофільності W і W_p .

Елювіальні ґрунти, що мають залишкові структурні зв'язки, у розроблених котлованах, укосах земляних споруд, виїмках бортів кар'єрів піддаються процесам додаткового вивітрювання при атмосферних впливах, що приводить до зниження їхньої міцності. Оцінку стійкості до атмосферного вивітрювання, що встановлює можливість і ступінь зниження міцності елювіальних ґрунтів у верхніх шарах оголень, роблять шляхом визначення зміни обраного параметра вивітрюваності A_i за очікуваний період часу t (дів, місяців, років). При цьому встановлюють:

– інтенсивність зміни обраного параметра ступеня вивітрюваності

$$v_c = (A_1 - A_2) / t; \quad (1.42)$$

– ступінь зниження цього параметра

$$\Sigma v_c = (A_1 - A_2) \cdot 100\% / A_1, \quad (1.43)$$

де A_1 і A_2 відповідно – обрані параметри вивітрюваності до й у період додаткового вивітрювання.

Для елювіальних скельних, піщаних і глинистих ґрунтів як параметри вивітрюваності приймають відповідні значення природної щільності ρ або значення меж міцності на одноосьовий стиск R_c . Для великоуламкових ґрунтів оцінку стійкості проводять якісним шляхом за зміною міцності уламків в умовах додаткового вивітрювання. Останню встановлюють за відношенням маси фракцій розміром менше 2 мм (q') до маси фракцій часток розміром більш 2 мм (q'').

Очікуваний період оголення поверхні t , а також інтервали часу Δt , через які здійснюють визначення інтенсивності вивітрювання, встановлюють у польових або лабораторних умовах, виходячи з можливих термінів будівництва. За встановленими параметрами v_c і Σv_c визначають припустимі терміни перебування відкритої поверхні різних видів елювіальних ґрунтів, а також розмір шару ґрунту, ослабленого додатковим вивітрюванням і підлягаючий заміні (видаленню).

Органо-мінеральні – мули, сапропелі і заторфовані ґрунти.

У мулистих ґрунтах (власне мулах і сапропелях) переважне значення ма-

ють тонкодисперсні фракції (глиниста і колоїдна); вони характеризуються текучою консистенцією і високою пористістю. Особливості структури таких ґрунтів обумовлені наявністю невисокої природної міцності. При перевищенні цієї міцності відбувається зміна природної структури і мули різко втрачають несучу здатність за рахунок переходу в пливунний стан.

Механічні властивості заторфованих ґрунтів залежать від відносного вмісту органічної речовини I_r – відношення маси сухих рослинних залишків до маси абсолютно сухого ґрунту.

За значеннями I_r виділяють ґрунти: з домішкою органічних речовин ($I_r \leq 0,1$), слабозаторфовані ($0,10 < I_r \leq 0,25$), середньозаторфовані ($0,25 < I_r \leq 0,40$) і сильнозаторфовані ($0,40 < I_r \leq 0,50$).

Основи, що складені органо-мінеральними ґрунтами чи включають їх, повинні проектуватися з врахуванням їхньої більшої стискуваності, повільного процесу ущільнення (осідань) у часі і можливості в зв'язку з цим нестабілізованого стану, істотної мінливості й анізотропії міцносних, деформаційних і фільтраційних характеристик і зміни їх у процесі консолідації основи, а також значної тиксотропії мулів. Підземні води в органо-мінеральних ґрунтах, як правило, сильно агресивні до матеріалів підземних конструкцій.

Механічні властивості *слабких водонасичених глинистих ґрунтів* залежать від їхнього мінералогічного складу, а також наявності органічних речовин. Присутність останніх у кількості 10% і більше від загальної маси мінерального ґрунту істотно впливає на його властивості. До слабких водонасичених глинистих ґрунтів прийнято відносити ґрунти з модулем деформації $E \leq 5 \text{ МПа}$ і з коефіцієнтом водонасиченості $S_r > 0,8$. Такі ґрунти знаходяться, як правило, у м'якопластичному і текучопластичному станах ($0,5 < I_L \leq 1,0$). Ступіні і швидкість навантаження впливають на поведінку таких ґрунтів під навантаженням.

Окремі види водонасичених глинистих, а також органо-мінеральні ґрунти мають властивість нагромадження деформацій у часі при постійному навантаженні. Процеси нагромадження деформацій ґрунту в часі і зміни його міцності відносять до *реологічних*. Найбільш важливими поняттями, якими оперує реологія ґрунтів, являються фільтраційна консолідація, повзучість, релаксація і тривала міцність.

Фільтраційною консолідацією називається ущільнення, що протікає в часі, водонасиченого ґрунту, обумовлене витисненням порової рідини. Чим менше, за інших рівних умов, коефіцієнт фільтрації ґрунту, тим довше протікає процес його ущільнення.

Повзучістю називають процес нагромадження в часі деформацій ґрунту ϵ_v при постійному навантаженні. Розрізняють *згасаючу повзучість*, *повзучість з постійною швидкістю* і *прогресуючу повзучість* (рис. 1.8, г). У практиці проектування основ повзучість може бути допущена тільки загасаюча (відношення приросту відносної деформації d_{ϵ_v} до проміжку часу d_t наближається до нуля).

Релаксацією (розслабленням) називають зменшення напружень у ґрунті при постійному значенні його деформації. Якщо фільтраційна консолідація обумовлена витисненням порової рідини, то повзучість і релаксація супрово-

джуються перебудовою структури ґрунтового скелету за рахунок руйнування і відновлення водно-колоїдних зв'язків (ці два процеси протікають одночасно і залежать від напружено-деформованого стану ґрунту, а також характеру зміни в часі діючого на нього навантаження).

Під *тривалою міцністю* розуміють таке максимальне значення діючого на ґрунт навантаження, яке він здатний сприймати без руйнування на необмеженому проміжку часу.

Облік реологічних властивостей ґрунту вимагає проведення спеціальних випробувань і застосування спеціальних методів розрахунку.

Залежність механічних характеристик від показників фізичних властивостей і стану ґрунтів.

Механічні властивості, і в першу чергу їх міцність і деформівність, зв'язані з умовами утворення ґрунтів, а також з показниками їх фізичних властивостей і стану. Розглянемо спочатку нескельні ґрунти, у яких механічні властивості для того самого генетичного типу визначаються щільністю, вологістю, дисперсністю, речовинним складом, ступенем вивітрілості уламків і ін.

Зі збільшенням *щільності* при незмінній вологості зменшується пористість n (тобто зростає частка мінеральної частини ґрунту m), що збільшує у цілому опір механічним впливам – значення модуля деформації E , кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення c зростають.

Зі збільшенням *вологості* зростає ступінь водонасичення в незв'язних S_r і консистенція I_L у зв'язних. Це призводить у дрібних і пилюватих пісках, а також у глинистих ґрунтах до зменшення опору механічному впливу, тобто значення E , c і φ знижуються.

Зі збільшенням *крупності* частинок, уламків і їх вивітрілості:

- у незв'язних ґрунтах – прямий зв'язок, тобто чим крупніші і міцніші уламки частинок, тим вище E і φ ($c \approx 0$); зі зменшенням розміру частинок і зростанням ступеня їх вивітрілості E і φ падають, з'являється c ;
- у зв'язних ґрунтах дисперсність і мінералогічний склад в узагальненому вигляді характеризують межами пластичності: чим більше в ґрунті глинистих і колоїдних часток і чим більше вони гідрофільні (тобто здатні утримувати на своїй поверхні гідратні плівки води), тим вище значення w і w_p , а отже і число пластичності I_p . Тому зі зростанням величин w і w_p значення E і c зростають, а φ – зменшується.

Виконаною статистичною обробкою результатів численних польових і лабораторних випробувань стискуваності і міцності ґрунтів установлені кореляційні залежності механічних характеристик E , c і φ від показників фізичних властивостей і стану для різних генетичних видів ґрунтів (елювіальних, осадових четвертинних, моренних, заторфованих і ін.). Такі залежності для четвертинних ґрунтів зведені в таблиці нормативних значень міцносних і деформаційних характеристик і приведені в ДБН В.2.1-10-2009, довідково-навчальній літературі.

Для вивітрілих скельних і великоуламкових ґрунтів (особливо елювіального походження) визначальними факторами виступають вид вихідної породи,

ступінь ослаблення її процесами вивітрювання як скельних, так і великоуламкових масивів, тобто міцність породи й уламків.

Так для магматичних скельних порід значення міцності R_c залежить як від їхньої щільності, так і вмісту в породі кварцу (Si_2). При однаковій щільності вивітрілої породи в умовно безкварцових ($Si_2 < 50\%$) значення R_c у 1,4...1,6 рази нижче, ніж у кварцевміщуючих ($Si_2 > 50\%$). Величини модуля деформації великоуламкових ґрунтів з вивітрілими уламками залежать як від виду вихідних порід, так і міцності (ступеня вивітрілості) самих уламків. Що стосується параметрів зрушення великоуламкових ґрунтів, то крім виду, складу, вмісту заповнювача і його стану за вологістю, у ґрунтах з уламками кварцевміщуючих порід значення питомого зчеплення вище, ніж в умовно безкварцових. Для кута внутрішнього тертя характер залежності зворотний.

Нормативні і розрахункові характеристики ґрунтів.

Необхідність статистичного аналізу експериментальних даних обумовлена розкидом властивостей ґрунту і погрішностями випробувань.

У механіці ґрунтів розглядають два завдання визначення нормативних і розрахункових властивостей ґрунту.

Перше завдання може бути сформульоване так. В ході випробувань отримані n значень шуканої характеристики ґрунту (наприклад, питомої ваги ґрунту γ). Необхідно визначити її нормативні і розрахункові значення.

В цьому випадку поступають так.

1. За формулою

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n X_i \quad (1.44)$$

визначають середнє арифметичне значення шуканої величини \bar{X} . Тут n – число випробувань (об'єм вибірки); X_i – окреме значення шуканої характеристики.

2. Після цього по формулі

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}{n}} \quad (1.45)$$

определяют **смещенную оценку среднего квадратического отклонения.**

3. Після цього виконується перевірка на предмет знаходження у вибірці даних з грубим відхиленням від середнього значення. Виключенню з вибірки підлягають усі окремі значення шуканої величини, що задовольняють нерівності (їх називають відскоками) :

$$\left| \bar{X} - X_i \right| > \nu \cdot S_{dis} \quad (1.46)$$

Тут ν – статистичний критерій, який слід визначати за таблицею 1.1.

4. Якщо відскоки відсутні, для визначення нормативної характеристики використовують формулу

$$X^H = \bar{X}, \quad (1.47)$$

де X^H – нормативне значення шуканої характеристики, а \bar{X} – її середнє значення, визначене за формулою (1.44).

Якщо відскоки мають місце, то окремі значення шуканої характеристики, що відповідають їм, виключають з вибірки і процес визначення нормативної характеристики повторюють для нового числа випробувань, причому $n_1 < n$.

Таблиця 1.1. Значення статистичного критерію v

Число визначень	v	Число визначень	v	Число визначень	v
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

5. Розрахункове значення шуканої характеристики ґрунту X^P визначають за формулою

$$X^P = \frac{X^H}{\gamma_g}, \quad (1.48)$$

де γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом.

6. Коефіцієнт надійності за ґрунтом визначають за формулою

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta}, \quad (1.49)$$

де δ – довірчий інтервал (характеризує область навколо середнього значення визначуваної характеристики). У формулі (1.49) знак "плюс" або "мінус" слід приймати таким чином, щоб було забезпечено невід'язне значення визначуваної характеристики. Наприклад, якщо питома вага ґрунту використовується для визначення зрушуючих сил, то у формулі (1.49) слід приймати знак "плюс". При цьому якщо питома вага ґрунту використовується для визначення утримуючих сил, то у формулі (1.49) слід приймати знак "мінус".

7. Довірчий інтервал δ визначають за формулою

$$\delta = \frac{t_\alpha \cdot V}{\sqrt{n}}, \quad (1.50)$$

де t_α – коефіцієнт, що приймається за таблицею 1.2 залежно від числа випробувань n і заданого інтервалу вірогідності α . Тут:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_A = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}; \quad V = \frac{\sigma_A}{X^H}. \end{aligned} \right\} \quad (1.51)$$

Таблиця 1.2. Значення коефіцієнта t_a

Число визначень $n-1$ або $n-2$	t_a при α , що дорівнює		Число визначень $n-1$ або $n-2$	t_a при α , що дорівнює		Число визначень $n-1$ або $n-2$	t_a при α , що дорівнює	
	0,85	0,95		0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	9	1,10	1,83	16	1,07	1,75
3	1,25	2,35	10	3,10	1,81	17	1,07	1,74
4	1,19	2,13	11	1,09	1,80	18	1,07	1,73
5	1,16	2,01	12	1,08	1,78	19	1,07	1,73
6	1,13	1,94	13	1,08	1,77	20	1,06	1,72
7	1,12	1,90	14	1,08	1,76	30	1,05	1,70
8	1,11	1,86	15	3,07	1,75	40	1,05	1,68

Друге завдання визначення розрахункових і нормативних характеристик ґрунту може бути сформульоване так.

Експериментальні параметри q і x пов'язані з характеристиками ґрунту, що підлягають визначенню, a і b залежністю виду $a+b \cdot x=q$. В ході проведення n випробувань отримана перевизначена система з n лінійних алгебраїчних рівнянь у вигляді

$$\left. \begin{array}{l} a + b \cdot x_1 = q_1; \\ a + b \cdot x_2 = q_2; \\ \dots\dots\dots \\ a + b \cdot x_i = q_i; \\ \dots\dots\dots \\ a + b \cdot x_n = q_n. \end{array} \right\} \quad (1.52)$$

Необхідно визначити нормативні і розрахункові значення характеристик a і b .

Має місце такий алгоритм:

1. З використанням формул:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta = n \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2; \\ a^H = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2 - \sum_{i=1}^n x_i \cdot \sum_{i=1}^n q_i \cdot x_i}{\Delta}; \\ b^H = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n q_i \cdot x_i - \sum_{i=1}^n q_i \cdot \sum_{i=1}^n x_i}{\Delta} \end{array} \right\} \quad (1.53)$$

Визначають нормативні значення характеристик a^H та b^H .

2. Їх розрахункові значення a^P та b^P визначають з використанням формул:

$$\left. \begin{array}{l} a^P = \frac{a^H}{\gamma_g}; \quad u \quad b^P = \frac{b^H}{\gamma_g} \end{array} \right\} \quad (1.54)$$

тут γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом.

3. Коефіцієнт надійності за ґрунтом визначають за формулою (1.49).

4. Оскільки вирішується друге завдання, довірчі інтервали величин δ визначають з використанням формул:

$$\delta_b = t_\alpha \cdot V_b; \quad \delta_a = t_\alpha \cdot V_a; \quad (1.55)$$

де t_α – коефіцієнт, що приймається за таблицею 1.2 залежно від числа випробувань n і заданого інтервалу вірогідності α . Тут:

$$\left. \begin{aligned} V_b &= \frac{\sigma_b}{b^n}; & V_a &= \frac{\sigma_a}{a^n}; \\ \sigma_b &= \sigma_q \cdot \sqrt{\frac{n}{\Delta}}; & \sigma_a &= \sigma_q \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{\Delta}}; \\ \sigma_q &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i \cdot b^n + a^n - q_i)^2}{n-2}}; & \Delta &= n \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2. \end{aligned} \right\} \quad (1.56)$$

На закінчення відзначимо, що при розрахунках за першою групою граничних станів (тобто за несучою здатністю або стійкістю) розрахункові характеристики слід визначати при довірчій вірогідності $\alpha=0,95$. Цим характеристикам надають індекс "I" (наприклад c_I , φ_I , γ_I тощо).

Якщо розрахунок виконується по другій групі граничних станів (тобто по деформаціях), то розрахункові характеристики слід визначати при довірчій вірогідності $\alpha=0,85$. Цим характеристикам надають індекс "II" (наприклад c_{II} , φ_{II} , γ_{II} тощо).

Література

1. 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.
2. Цытович, Н.А. Механіка ґрунтів: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е. – М.: Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.
3. Справочник по механике и динамике ґрунтов / В.Б. Швець, Л.К. Гинзбург, В.М. Гольдштейн и др. – К.: Будівельник, 1987 – 232 с.
4. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
5. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 47 с.
6. ДСТУ Б В.2.1-17: 2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 31 с.
7. ДСТУ Б.В.2.1-3-96. Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 27 с.
8. ДСТУ Б.В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 102 с.
9. ДСТУ Б В.2.1-22: 2009. Ґрунти. Метод лабораторного визначення властивостей просідан-

- ня. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 12 с.
10. ДСТУ Б.В.2.1-5-96. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 32 с.
11. ДСТУ Б В.2.1-16: 2009. Ґрунти. Методи лабораторного визначення вмісту органічних речовин. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с.