



МЕХАНІКА ГРУНТІВ

Міністерство освіти і науки України
Чернівецький національний університет
імені Юрія Федьковича

МЕХАНІКА ГРУНТІВ

Конспект лекцій

Укладачі: *В. В. Полевецький, Ю. Т. Собко*



Чернівці

Чернівецький національний університет
імені Юрія Федьковича
2023

УДК 624.131.37 (075.8)
М 55

М 55 **Механіка ґрунтів** : консп. лекцій / уклад.:
В. В. Полевецький, Ю. Т. Собко. Чернівці : Чернівець. нац.
ун-т ім. Ю. Федьковича. 2023. 56 с.

Конспект лекцій присвячений ключовим питанням механіки ґрунтів. Висвітлені способи та стадії будівництва та проектування, заходи з охорони праці, охорона навколишнього середовища.

Для студентів 3 курсу освітнього рівня «бакалавр» спеціальності 192 *Будівництво та цивільна інженерія*

УДК 624.131.37 (075.8)

© Чернівецький національний університет
імені Юрія Федьковича, 2023

ЗМІСТ

ЛЕКЦІЯ 1. ВСТУП ДО КУРСУ. КОРОТКИЙ ІСТОРИЧНИЙ ОГЛЯД. ПОХОДЖЕННЯ ГРУНТІВ, УМОВИ ЇХ ЗАЛЯГАННЯ. СКЛАДОВІ ЧАСТИНИ ГРУНТУ І ЇХ ХАРАКТЕРИСТИКИ. КЛАСИФІКАЦІЯ ГРУНТІВ.....5

- 1.1. Вступ до курсу.....5
- 1.2. Короткий історичний огляд.....6
- 1.3. Походження ґрунтів, умови їх залягання.....6
- 1.4. Складові частини ґрунту і їх класифікація.....7
- 1.5. Класифікація ґрунтів згідно ДСТУ.....11

ЛЕКЦІЯ 2. ОСНОВНІ ПОХІДНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГРУНТІВ. МЕТОДИ ЇХ ВИЗНАЧЕННЯ І ВИКОРИСТАННЯ ДЛЯ ПОГЛИБЛЕННОЇ КЛАСИФІКАЦІЇ.....15

- 2.1 Основні і похідні характеристики властивостей ґрунтів.15
- 2.2 Характеристики вологості і числа пластичності.....18

ЛЕКЦІЯ 3. ОСНОВНІ ЗАКОНИ МЕХАНІКИ ГРУНТІВ.....24

- 3.1 Загальні положення при стисканні ґрунтів.....25
- 3.2. Поняття про ефективне і нейтральне напруження в ґрунті.....27
- 3.3. Залежність між вологістю, тиском і коефіцієнтом пористості.....28

ЛЕКЦІЯ 4. КОМПРЕСІЙНА КРИВА ТА ЇЇ ХАРАКТЕРИСТИКИ. ЗАКОН УЩІЛЬНЕННЯ. МОДУЛЬ ДЕФОРМАЦІЇ.....32

- 4.1 Компресійна крива.....32

4.2 Закон ущільнення	35
4.3 Модуль деформації.....	37
ЛЕКЦІЯ 5. ВОДНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ.....	40
5.1 Загальні властивості.....	40
5.2 Початковий градієнт в глинистих ґрунтах.....	42
5.3.Гідростатичний тиск.	43
5.4 Гідродинамічний тиск в ґрунтах.....	45
ЛЕКЦІЯ 6. ОПІР ҐРУНТІВ ЗРІЗУ.	48
6.1 Експериментальне визначення опору ґрунтів зрізу	48
6.2 Опір зрізу для не зв'язних ґрунтів	50
6.3 Опір зрізу для зв'язних ґрунтів	51
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ	55

ЛЕКЦІЯ 1. ВСТУП ДО КУРСУ. КОРОТКИЙ ІСТОРИЧНИЙ ОГЛЯД. ПОХОДЖЕННЯ ГРУНТІВ, УМОВИ ЇХ ЗАЛЯГАННЯ. СКЛАДОВІ ЧАСТИНИ ГРУНТУ І ЇХ ХАРАКТЕРИСТИКИ. КЛАСИФІКАЦІЯ ГРУНТІВ

1.1. Вступ до курсу.

Всі будівлі та споруди передають навантаження, які на них діють, включаючи їх власну вагу на основу.

Частина масиву гірських порід, яка безпосередньо сприймає навантаження від споруд і деформується під його дією, називається *основою* споруди.

Механіка ґрунтів – прикладна наука, необхідна для кількісної оцінки напружено-деформованого стану (НДС) масивів ґрунтів, що служать основою, середовищем і матеріалом різних споруд.

Даний курс є продовженням курсу «Інженерна геологія» та в подальшому слугує базою для вивчення курсу «Основи і фундаменти». В курсі вивчаються фізико-механічні властивості ґрунтів, розподіл напружень в них, деформації ґрунтів в основі споруд і умови стійкості масивів ґрунту.

Викладання курсу побудовано з врахуванням знання наступних дисциплін: інженерна геологія, опір матеріалів, теорії пружності, технічної механіки рідин і газів.

Механіка ґрунтів є теоретичною базою для розрахунку основ.

Розрізняють *природні* і *штучні* основи.

Основа споруд, яка складається з порід у їх природньому заляганні називається *природньою*.

Якщо ж властивості порід штучно покращуються, зміцнюючи основу, така основа називається *штучною*.

Необхідно розрізнити *скельні* основи від *нескельних*.

Скельні основи – це масивні кам'яні гірські породи: вивержені, метаморфічні і осадові. Спаяні і зцементовані, з жорсткими зв'язками між зернами. Такими, що залягають у вигляді суцільного масиву або тріщинуватої товщі і

характеризуються значною межею міцності при стисненні 5000 кПа (50 кг/см²). Деформація скельних основ під дією навантажень від споруд невелика і в багатьох випадках при проектуванні не враховується. Механічні властивості скельних порід вивчають в спеціальному розділі геомеханіки – механіці скельних порід.

Нескельні (грунтові) основи – це товща пухких гірських порід. Ґрунтів незв’язних (роздроблених, дисперсних природніх мінеральних утворень), що не мають жорстких спаяних зв’язків між мінеральними частками, або зв’язних. Причому міцність внутрішніх зв’язків на два-чотири порядки менше ніж міцність самих мінеральних часток.

Модуль об’ємного стиснення мінеральних часток $k_v = A \cdot 10^7$ кПа (A – число від 1 до 9).

Модуль об’ємного стиснення скелету $k_v = A \cdot 10^3 - A \cdot 10^5$ кПа (A – число від 1 до 9).

В курсі «Механіка ґрунтів» ми будемо розглядати нескельні основи.

1.2. Короткий історичний огляд.

Першою фундаментальною теоретичною працею з механіки ґрунтів вважається теорія тиску ґрунтів на підпірні стінки, що опублікована Кулоном в 1773 році у Франції. Вивченням фільтраційних процесів в піщаних ґрунтах займався Дарсі в 1885 році. Механіка ґрунтів як самостійна дисципліна виникла з моменту публікації в 1925 році в Німеччині монографії професора Терцагі «Будівельна механіка ґрунтів». Перший курс лекцій з механіки ґрунтів був підготовлений в СРСР професором М.О. Цитовичем в 1934 році. Оцінкою сумісної роботи несучих конструкцій споруд з основою, що деформується, займався С.М. Клепиков. З нелінійної механіки ґрунтів опубліковані роботи І.П. Бойко та А. М. Рижова.

1.3. Походження ґрунтів, умови їх залягання.

Природні ґрунти утворились в результаті фізичного та хімічного вивітрювання гірських порід. В процесі їх утворення і в подальших умовах формувались їх властивості. Вік природніх

грунтів в більшості випадків (за виключенням сучасних відкладів) дуже значний та вимірюється тисячоліттями, мільйонами та сотнями мільйонів років (кембрійські глини – 500 млн. років). За тривалий час існування ґрунтів багато разів відбувалась зміна природньої ситуації: ущільнення під дією ваги нових відкладів, розущільнення при ерозії, тектонічні та неотектонічні впливи і т.п.

По походженню та умовах формування ґрунти поділяються наступним чином:

- *Континентальні відклади: елювіальні* (такі, що залягають на місці їх початкового виникнення); *делювіальні* (розміщені на схилах тієї ж височини, де вони виникли та переміщені тільки під дією сили тяжіння і змиву атмосферними опадами); *алювіальні* (перенесені водними потоками на значні відстані); *льодовикові* (утворені в результаті дії льодовиків); *еолові* (продукти фізичного вивітрювання гірських порід пустельних областей, що перенесені вітром); *колювіальні* відклади (зсувні відклади).
- *Морські відклади: мули, заторфовані ґрунти, глини, піски, галечникові ґрунти.*

1.4. Складові частини ґрунту і їх класифікація.

До складу природних ґрунтів входять різні елементи, які можна об'єднати в три групи:

- Тверді мінеральні частинки;
- Вода в різних видах і станах;
- Газоподібні включення.

Крім того до складу деяких ґрунтів входять органічні та органічно-мінеральні з'єднання, що істотно впливають на фізичні властивості.

Тверді мінеральні частинки ґрунтів представляють систему різних по формі, складу і розміру (від кількох сантиметрів – галька до найменших частинок колоїдного порядку менше одного мікрона – дисперсні глини) твердих

мінеральних зерен. Суттєвим фактором в оцінці твердих ґрунтових частинок є їх мінералогічний склад. Так, одні мінерали – кварц, польовий шпат менш активно взаємодіють з водою, що оточує мінеральну частинку. Інші – монтморилоніт значно сильніше, причому і характер взаємодії другий. Чим менше частинки ґрунту, тим більша їх питома поверхня (на 1 см³ або на 1 г) і більше виникає центрів взаємодії як з оточуючою водою, так і на контактах самих твердих частинок. Наприклад, глинистий мінерал каолін має питому поверхню 10 м²/г а монтморилоніт – 800 м²/г, в 1г піску 0.8 м²/г . Наявність в ґрунті частинок слюди (дуже ковзких) приводить до низького опору зрізу.

Класифікація твердих частинок наведена нижче в таблиці №1.1.

табл.1.1

Класифікація твердих часток.

№п/п	Найменування частинок	Поперечний розмір, мм	Примітки
1.	Галечникові	> 10.0	Класифікація за шкалою Сабаніна
2.	Гравелисті	2.0–10.0	
3.	Піщані	0.05–2.0	
4.	Пилуваті	0.05–0.005	
5.	Глинисті	<0.005	

В природних умовах в складі ґрунту присутні тверді частинки всіх категорій. Ґрунт, що складається переважно з глинистих частинок, практично водонепроникний (водотрив). У зволоженому стані характеризується значною пластичністю. Ґрунт, що складається переважно з пилуватих частинок, слабо водопроникний, погано віддає воду та володіє властивістю пливунності – переміщується разом з водою навіть при малій швидкості її руху.

В гірських породах є різні види води. Вперше основні види води в гірських породах були виділені і ґрунтовно вивчені А. Ф. Лебедевим ще в 1928 році. Класифікація А. Ф. Лебедева отримала подальший розвиток, але принципових змін не зазнала.

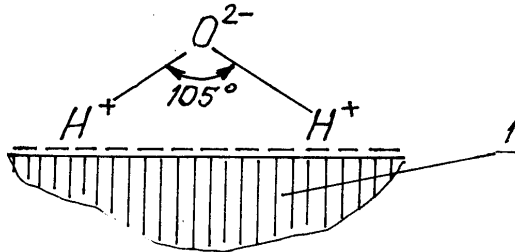
Основні види води в гірських породах наступні:

- пароподібна;
- гігроскопічна;
- плівкова;
- гравітаційна;
- капілярна;
- хімічно зв'язана;
- вода в твердому стані.

Окремі дослідники гігроскопічну і плівкову воду об'єднують під терміном «зв'язна вода», а гравітаційну та капілярну – під терміном «вільна вода».

Пароподібна вода у вигляді водяного пару заповнює разом з повітрям не зайняті водою пори і тріщини в гірських породах.

В природних ґрунтах завжди міститься деяка кількість води. Мінеральні частинки заряджені від'ємно, а молекули води являють диполі. Вони заряджені додатньо на одному кінці (атом кисню) і від'ємно на іншому кінці (два атоми водню) (рис. 1.1).



1 – мінеральна частинка.

Рисунок 1.1 *Взаємодія молекули води з від'ємно-зарядженою поверхнею мінеральної частинки.*

При дотику твердої мінеральної частинки з водою виникають електромоллекулярні сили взаємодії, які складають величину порядку кілька тисяч кілограм на 1 см^2 . Їх значення збільшувється зі збільшенням питомої поверхні частинки. По мірі віддалення від їх поверхні електромоллекулярні сили взаємодії швидко зменшуються та на відстані 0.5 мк практично зникають.

Найбільш близькі близько розташовані до мінеральної частинки 1-3 ряди молекул води, настільки зв'язані електромолекулярними силами тяжіння, що їх не вдається видалити, ні зовнішнім тиском в кілька атмосфер, ні дією напору води. Ці шари молекул утворюють плівки міцно зв'язаної адсорбованої води (гігроскопічна вода).

Гігроскопічна вода утворюється на поверхні частинок гірських порід за рахунок конденсації та адсорбції пароподібної ґрунтових вод.

Орієнтовний вміст такої води (w) складає:

- піщані ґрунти долі відсотка;
- глинисті ґрунти – 7-18%.

Плівкова вода притягується до поверхні меншими силами, але володіє аномальними властивостями:

- щільність $\rho_w \approx 1,36-1,81 \text{ г/см}^3$ (чим тонкіше шар, тим вище значення величини);
- в'язкість (зменшується з ростом товщини плівки);
- замерзає при температурі від мінус 0.5-1.5 °С до мінус 76 °С (чим тонкіше шар води, тим нижче температура її замерзання).

Плівкова вода утворює шари легкозв'язаної води, яка видаляється з пор зовнішнім тиском кількох сот кілопаскаль.

Насамкінець, молекули води, що знаходяться поза дією електромолекулярних сил взаємодії, будуть утворювати вільну, гравітаційну воду. Рух якої відбувається при дії різниці напору та капілярну, що рухається силами капілярного натягу води.

Газоподібні включення завжди містяться в ґрунтах та можуть знаходитись в таких станах: замкнутому, розміщуючись у вакуолях(пустотах) між твердими мінеральними частинками; вільному, коли гази сполучаються з атмосферним повітрям; розчиненому у поровій воді. Наявність міхурців газу, як замкнутих, так і тих, що розчинені у поровій воді, суттєво впливає на деформованість ґрунтів. Призводячи до стискуваності порової води і збільшуючи пружність ґрунтів. Вільні газоподібні включення особливого значення в механіці ґрунтів не мають.

Класична механіка ґрунтів ґрунтується на наступних припущеннях:

1. Ґрунт деформується як квазіоднорідне пружне тіло, якщо напруження в його скелеті не перевищують структурну міцність ґрунту;
2. Вода в порах є нестискуваною;
3. Наявність в порах ґрунту газу і пару не здійснює суттєвого впливу на процес його деформації;
4. Стискуваність мінеральних частинок ґрунту нескінченно мала;
5. Деформація ґрунту під навантаженням обумовлена, в основному, переупаковкою скелету після руйнування структурних зв'язків, що призводить до зміни об'єму пор.

1.5. Класифікація ґрунтів згідно ДСТУ.

Класифікація ґрунтів у відповідності з ДСТУ Б В.2.1-2-96 включає виділені за комплексом ознак підрозділи: класи, групи, підгрупи, типи, види і різновиди.

Класи виділяються за загальним характером структурних зв'язків. Група – за характером структурних зв'язків (з урахуванням їх міцності). Підгрупа – за походженням та умовами утворення. Тип – за речовинним складом. Вид – за найменуванням ґрунтів (з урахуванням розмірів часток та показників властивостей). Різновиди – за кількісними показниками речовинного складу, властивостей та структури ґрунтів.

Як відомо, за ДСТУ ґрунти поділяються на чотири класи за загальним характером структурних зв'язків: природні скельні, природні дисперсні, природні мерзлі та техногенні.

Природні скельні ґрунти діляться на дві групи за характером структурних зв'язків (з урахуванням їх міцності): скельні та напівскельні.

Підгрупи виділяються за походженням та умовами утворення. Природні скельні ґрунти поділяються на три підгрупи: магматичні, метаморфічні, осадові. Детальніша класифікація природніх скельних ґрунтів вивчається в курсі

“Механіка скельних ґрунтів”. В таблиці 1.2 наведені різновиди скельних ґрунтів.

табл.1.2

Різновид скельних ґрунтів	Показник
А. По границі міцності на одновісне стиснення у водонасиченому стані R_c, МПа	
Дуже міцні	$R_c > 120$
Міцні	$120 \geq R_c > 50$
Середньої міцності	$50 \geq R_c > 15$
Малої міцності	$15 \geq R_c > 5$
Напівскельні: пониженої міцності низької міцності дуже низької міцності	$5 \geq R_c > 3$ $3 \geq R_c \geq 1$ $R_c < 1$
Б. По коефіцієнту розм'якшення у воді k_{sof}	
Нерозм'якшувані	$k_{sof} \geq 0.75$
Розм'якшувані	$k_{sof} < 0.75$
В. По степені засоленості напівскельних порід.	
Незасолені	Менше 2
Засолені	2 і більше
Г. По степені розчинності у воді для осадових зцементованих ґрунтів г/л.	
Нерозчинні	Менше 0.01
Важкорозчинні	0.01-1
Середньорозчинні	1-10
Легкорозчинні	Більше 10

В класі природніх дисперсних ґрунтів виділяють дві групи зв'язні та незв'язні. В групі зв'язних є підгрупа осадових, яка включає наступні типи та види (табл.1.3):

табл.1.3

Тип	Вид
Мінеральні силікатні Мінеральні карбонатні Мінеральні залізисті Мінеральні полімінеральні	Глинисті ґрунти

продовж. табл.1.3

Мінеральні силікатні Мінеральні карбонатні Мінеральні залізисті Мінеральні полімінеральні	Глинисті ґрунти

Незв'язні ґрунти містять такі типи і види (табл.1.4).

табл.1.4

Тип	Вид
Мінеральні силікатні Мінеральні карбонатні Мінеральні залізисті Мінеральні полімінеральні	Піски Великоуламкові ґрунти

Класифікація великоуламкових і піщаних ґрунтів залежно від їх гранулометричного складу наведена в таблиці 1.5.

табл.1.5

Назва ґрунту	Розмір частинок, мм	% маси ґрунту
Великоуламковий ґрунт		
Валунний ґрунт (при переважанні необкатаних граней – глибистий)	d>200	>50%
Гальковий ґрунт (при переважанні необкатаних граней – щебенистий)	d>10	>50%
Гравійний ґрунт (при	d>2	>50%

переважанні необкатаних граней – жорств'яний)		
Піщаний ґрунт		
Піски гравелисті	$d > 2$	$> 25\%$
Піски крупні	$d > 0.5$	$> 50\%$
Піски середньої крупності	$d > 0.25$	$> 50\%$
Піски дрібні	$d > 0.1$	$\geq 75\%$
Піски пилуваті	$d > 0.1$	$< 75\%$

ЛЕКЦІЯ 2. ОСНОВНІ ПОХІДНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ. МЕТОДИ ЇХ ВИЗНАЧЕННЯ І ВИКОРИСТАННЯ ДЛЯ ПОГЛИБЛЕННОЇ КЛАСИФІКАЦІЇ

2.1 Основні і похідні характеристики властивостей ґрунтів.

Характеристики властивостей ґрунтів поділяють на основні і похідні. Основні – визначають експериментально, а похідні визначають розрахунком за допомогою основних показників.

Основні показники:

- *щільність ґрунту;*
- *щільність часток ґрунту;*
- *вологість ґрунту.*

Виділимо з ґрунту зразок об'ємом $V=1,0 \text{ см}^3$ і уявно розділимо його на дві частини (рис.2.1): зайняту твердими частинками об'ємом V_1 і зайняту порами об'ємом V_2 , які розміщені між цими частинками. Простір, що зайнятий порами, можна розділити на дві частини, одна з яких зайнята водою, а друга – повітрям. Нехай маса твердих частинок в об'ємі V буде g_1 , а маса води g_2 . Масою повітря знехтуємо.

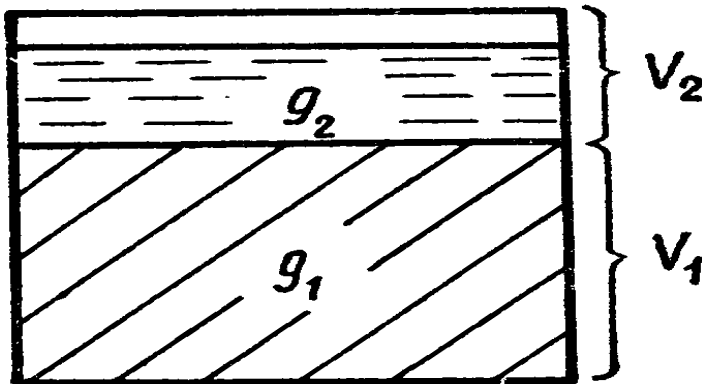


Рисунок 2.1. Схема складових часток зразку ґрунту.

Тоді *щільністю ґрунту* ρ (г/см³) природньої непорушеної структури будемо називати відношення маси зразку ґрунту до його об'єму:

$$\rho = \frac{g_1 + g_2}{V_1 + V_2}, (2.1)$$

Щільністю часток ґрунту ρ_s (г/см³) будемо називати відношення маси твердих часток ґрунту до їх об'єму:

$$\rho_s = \frac{g_1}{V_1}, (2.2)$$

Вологість ґрунту w (% , д.о.) – це відношення маси води, що міститься в ґрунті, до маси твердих частинок:

$$w = \frac{g_2}{g_1}, (2.3)$$

Щільність ґрунту частіше всього визначають зважуванням зразку, який взятий в ріжучому кільці, інколи парафінуванням і іншими способами. Щільність часток ґрунту знаходять за допомогою пінкнометра. Вологість визначають зважуванням зразка природньої вологості перед висушуванням і після висушування до постійної маси при температурі 105° С.

Знаючи основні характеристики ґрунтів, можна визначити ряд похідних.

Введемо поняття *щільності сухого ґрунту* ρ_d (г/см³) – це відношення маси твердих частинок ґрунту до об'єму зразка непорушеної структури до висушування.

$$\rho_d = \frac{g_1}{V_1 + V_2}, (2.4)$$

Пористість ґрунту n (% , д.о.) – це відношення об'єму пор в зразку до його об'єму. Відношення об'єму твердих частинок до об'єму зразку позначається m (% , д.о.) і ці величини визначаються за формулами:

$$n = \frac{V_2}{V_1 + V_2}, (2.5)$$

$$m = \frac{V_1}{V_1 + V_2}, (2.6)$$

В розрахунках часто застосовують такий показник, як коефіцієнт пористості e (% , д.о.) – це відношення об'єму пор до об'єму твердих частинок:

$$e = \frac{V_2}{V_1}, (2.7)$$

Коефіцієнт водонасичення ґрунту S_r (% , д.о.) - відношення природної вологості ґрунту w до вологості, яка відповідає повному заповненню пор водою w_{sat} .

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}}, (2.8)$$

Похідні показники виражають через основні за формулами:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}, (2.9)$$

$$n = \frac{e}{1+e}; m = \frac{1}{1+e}; n+m=1, (2.10)$$

$$e = \frac{n}{m} = \frac{\rho_s}{\rho} (1+w) - 1, (2.11)$$

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}, (2.12)$$

, де ρ_w – щільність води (1,0 г/см³).

При виконанні розрахунків, використовують поняття питомої ваги ґрунту, питомої ваги часток ґрунту, питомої ваги сухого ґрунту замість відповідних фізичних показників. При цьому використовують формули:

$$\gamma = \rho g; \gamma_s = \rho_s g; \gamma_d = \rho_d g, (2.13)$$

, де g – прискорення вільного падіння ($g = 9,81 \text{ м/с}^2 \approx 10,0 \text{ м/с}^2$).

Глинисті ґрунти (не лесові) нижче зони аерації завжди мають $S_r \approx 1,0$. Тому коефіцієнт водонасичення має значення тільки для великоуламкових, піщаних і лесових ґрунтів.

Великоуламкові та піщані за коефіцієнтом водонасичення поділяються на:

маловологі	$0 < S_r \leq 0,5$;
вологі	$0,5 < S_r \leq 0,8$;
насичені вологою	$0,8 < S_r \leq 1,0$.

При повному водонасиченні ґрунтів $S_r = 1,0$ із (2.12) встановлюють залежність між вологістю і коефіцієнтом пористості :

$$e = \frac{w\rho_s}{\rho_w}, (2.14)$$

Питому вагу ґрунту з врахуванням зважуючої дії води, визначається для ґрунтів, що лежать нижче рівня ґрунтових вод згідно з законом Архімеда з формули:

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n), (2.15)$$

2.2 Характеристики вологості і числа пластичності.

Якщо взяти зразок глинистого ґрунту, який знаходиться в пластичному стані (коли з глини можна ліпити) і висушити його то глина перетвориться в тверде тіло. Якщо ж, навпаки, до зразку додавати воду, то можна досягнути такого стану, що глина буде мати властивості в'язкої рідини (буде текти). Таким чином глинисті ґрунти можуть змінювати консистенцію (густину тіста) від твердої до текучої.

Для класифікації глинистих ґрунтів використовують наступні характеристики: вологість на межі текучості w_L (вологість при якій стандартний конус занурюється в зразок на 10 мм за 5с); вологість на межі розкочування w_p (вологість ґрунту при якій він втрачає здатність розкочуватись в шнур діаметром 2-3 мм).

Різниця між цими вологостями називається числом пластичності:

$$I_p = w_L - w_p, (2.16)$$

Хоча границі розкочування (пластичності) і текучості визначаються не точно, число пластичності служить для визначення назви глинистого ґрунту (табл. 2.1).

табл.2.1

Назва ґрунту	Значення числа пластичності
Супісі	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинки	$7 < I_p \leq 17$
Глини	$I_p > 17$
Піски	$I_p < 1$

Порівняння природньої вологості ґрунту з вологістю на границі пластичності і текучості дозволяють визначити його стан по консистенції. Для цього визначають його стан по консистенції за формулою:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}, (2.17)$$

Глини, суглинки і супіски в залежності від показника консистенції діляться на (табл.2.2):

табл.2.2

Назва ґрунту	Значення показника консистенції
Супісі: <i>тверді;</i> <i>пластичні;</i> <i>текучі.</i>	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 1$ $I_L > 1,0$
Суглинки і глини: <i>тверді;</i> <i>напівтверді;</i> <i>тугопластичні;</i> <i>м'якопластичні;</i> <i>текучопластичні;</i> <i>текучі.</i>	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$ $0,5 < I_L \leq 0,75$ $0,75 < I_L \leq 1,0$ $I_L > 1,0$

Порівнюючи коефіцієнт пористості ґрунту природньої структури e з коефіцієнтом пористості в самому пухкому стані e_{max} і в самому щільному стані e_{min} встановлюють показник щільності складу за формулою:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, (2.18)$$

Значення e_{\max} визначається вільним насипанням піску в мірну посудину, а значення e_{\min} знаходять при максимальному ущільненні вібрацією в колбі.

Є три стани сипучих ґрунтів:

- *пухкий* – $0 \leq I_D \leq 0,33$;
- *середньої щільності* – $0,33 < I_D \leq 0,67$;
- *щільний* – $0,67 < I_D \leq 1,0$.

По коефіцієнту щільності і щільності складу піски діляться (табл.2.3.)

табл.2.3

Вид пісків	Щільні	Середньої щільності	Пухкі
Піски гравіюваті, крупні і середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Піски дрібні	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Піски пилюваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Структурою ґрунту називається його будова, тобто взаємне розміщення окремих мінеральних частинок або агрегатів частинок на які може розпадатись ґрунт.

Структура ґрунтів (взаємне розміщення часток і характер зв'язків між ними) формується в процесі відкладання твердих часток в умовах діагенезу. Вона залежить від властивостей мінеральних часток (мінералогічний склад, розміри, форма) і властивостей середовища, в якому утворюється ґрунт.

Розрізняють три основні типи структур ґрунтів осадового походження(рис. 2.3):

- *зернисту*;
- *сотоподібну*;
- *пластівчасту*.

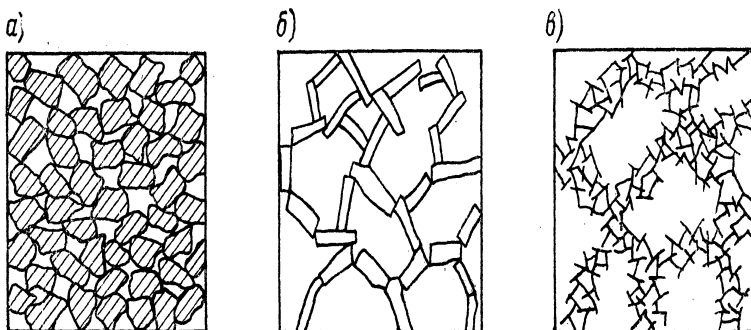


Рис.2.3 Основні типи структури ґрунтів.

Зерниста структура характерна для незв'язних ґрунтів (рис. 2.3а) (пісок, гравій і т.д.). Взаємне розміщення окремих часток в ґрунті залежить від умов їх відкладення і може змінюватись від пухкого до щільного. Пухка зерниста структура утворюється при великій концентрації часток в потоці води, з якого вони випадають.

Пластівчаста структура (рис.2.3в) утворюється при осаді у воді колоїдних часток. Ці частки, як правило, тривалий час знаходяться у воді в зваженому стані під впливом броунівського руху і осідають в процесі коагуляції з утворенням пластівчастої структури.

Сотоподібна структура (рис. 2.3 б) традиційна для глинистих ґрунтів. Глинисті частинки, маючи на поверхні заряд статичної електрики, при осаді у воді залишаються у тому ж положенні в якому вони торкнулись раніше відкладених осадів.

Текстурою ґрунтів називається їх будова, що залежить від умов накопичення осаду. Розрізняють три види текстур:

- *шарувата* – це найбільш поширений вид будови ґрунтів, характерний для морських, озерних і інших відкладів;
- *сипуча* текстура характерна для незв'язних ґрунтів – пісків, гравелистих ґрунтів і т.д.;
- *злитна* текстура характерна для морських

відкладів а також для лесових ґрунтів еолового походження.

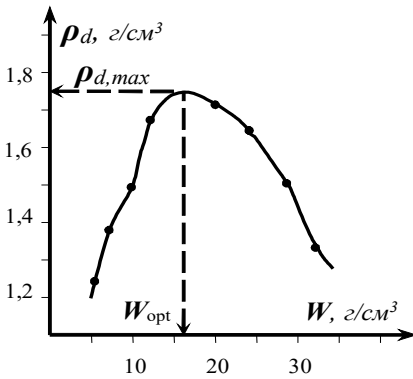


Рис. 2.4. Графік залежності щільності сухого ґрунту ρ_d від вологості W .

твердих частинок. Ці зв'язки в'язко-пластичні, зворотні. При збільшенні вологості вони зменшуються до величин, які близькі до нуля, а при зменшенні вологості зростають.

Кристалічні зв'язки мають складне походження, зокрема, вони виникли в результаті хімічних процесів в точках контактів частинок і внаслідок старіння колоїдів. Ці зв'язки слабкі при руйнуванні не відновлюються.

При влаштуванні штучно покращених основ, засипці ґрунтом пазах фундаментів, зведені насипу при плануванні території та будівництві доріг необхідно штучно ущільнювати ґрунт, в тому числі і глинистий.

Для оцінки можливості ущільнення ґрунту при даній вологості його випробовують згідно з ГОСТ 22233-77. Будують графік за яким визначають оптимальну вологість (рис.2.4). Щільність ґрунту, яка досягається при оптимальній вологості називають оптимальною щільністю ґрунту.

Історія формування глинистих ґрунтів пов'язана з багаторазовою зміною навантаження на них від вищележачих порід, в тому числі від льодовиків. Так, наприклад, в льодовиковий період навантаження на них складало до 50МПа (500 кг/см²).

Зв'язність між окремими твердими частинками ґрунтів, визначає структурну міцність останніх, оскільки міцність самих твердих частинок значна і пов'язана з міцністю самих мінералів, з яких вони складаються та залежить від структурних зв'язків двох типів: *водно-колоїдних* і *кристалічних*.

Водно-колоїдні зв'язки пов'язані з наявністю плівок зв'язної води навколо

Тому природні ґрунти можуть знаходитись в *переуцільненому, нормально уцільненому і недоуцільненому стані*. *Переуцільнені* ґрунти під впливом існуючих раніше навантажень зазнали значного уцільнення; *нормально уцільнені* мають щільність, яка орієнтовно відповідає навантаженню, що діє на них в даний час; *недоуцільнені* ґрунти мають щільність менше, ніж щільність, яка відповідає діючому на даний час навантаженню. Останні можуть знаходитись в стадії незавершеної консолідації (уцільнення), такі як молоді відклади у водному середовищі (мул) або в стабільному стані за рахунок структурних зв'язків (леси).

Необхідно зазначити, що стан щільності ґрунтів в залежності від історії навантаження (розвантаження) суттєво відображається на напруженому стані ґрунтової товщі, особливо на напруження в горизонтальному напрямку.

Величиною кількісної оцінки напруженого стану ґрунтової товщі є коефіцієнт бічного тиску ґрунту:

$$\xi_0 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z}, (2.19)$$

, де σ_z – напруження від власної ваги ґрунту у вертикальному напрямку, σ_x та σ_y – напрямки перпендикулярні до σ_z .

В нормально уцільнених ґрунтах $\xi_0 \leq 1,0$, а в переуцільнених $\xi_0 \geq 1,0$.

Ця обставина суттєво відображається на формуванні напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтового масиву під дією зовнішнього навантаження. В українських нормативних документах – це питання практично не висвітлюється.

ЛЕКЦІЯ 3. ОСНОВНІ ЗАКОНИ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ

табл.3.1

Властивість	Закон	Показники	Практичне застосування в механіці ґрунтів
Стискуваність	Закон ущільнення	Коефіцієнт ущільнення	Розрахунок осідань фундаментів
Водопроникність	Закон ламінарної фільтрації	Коефіцієнт фільтрації	Прогнозування швидкості осідань водонасичених ґрунтових основ
Контактний опір зрізу	Умова міцності	Кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення	Розрахунок граничної міцності, стійкості і тиск на огороження
Структурно-фазова деформованість	Принцип лінійної деформованості	Модулі деформованості	Визначення напружень і деформацій ґрунтів

Стискуваність ґрунтів обумовлена зміною їх пористості, а відповідно, і загального їх об'єму під дією зовнішніх сил, внаслідок переупаковки частинок (тобто зміна вмісту твердих частинок в одиниці об'єму ґрунту), є властивістю лише дисперсних матеріалів.

Стискуваність – особливістю ґрунтів.

Водопроникність – загальна властивість всіх пористих тіл, в тому числі і ґрунтів, має ту особливість, що є величиною зміною, такою яка змінюється в процесі ущільнення під дією навантаження.

Контактний опір зрізу – обумовлений тільки внутрішнім тертям в сипучих ґрунтах і внутрішнім тертям зі зчепленням у зв'язних ґрунтах.

Деформованість ґрунтів залежить як від міцності структурних зв'язків так і від деформованості окремих компонент, що складають ґрунт.

При цьому при одноразовому завантаженні і тискові, який більше міцності жорстких структурних зв'язків, ґрунти завжди будуть мати крім відновлюваних і залишкові деформації.

3.1 Загальні положення при стисканні ґрунтів.

Стискуваність ґрунтів є найхарактернішою з властивостей, яка суттєво відрізняє ґрунти від масивних гірських порід та других твердих тіл. Вона полягає в здатності ґрунтів змінювати свою будову (упаковку твердих часток) під дією зовнішніх впливів (навантаження, висихання і т.д.) на більш компакту за рахунок зменшення пористості.

Зменшення пористості ґрунтів при більш компактній упаковці часток відбувається, як внаслідок виникнення зсувів окремих частинок, ковзання більш дрібних в пори ґрунту, так (особливо в дисперсних глинистих ґрунтах) і через зміну товщини водно-колоїдних оболонок мінеральних часток під впливом збільшення тиску, висихання і т.д.

Крім того на переупаковку частинок впливає повзучість скелету ґрунту і оболонок міцнозв'язаної води, що пов'язана зі зміною форми кристалічних решіток мінеральних складових і повільною в'язкою течією молекулярних шарів міцнозв'язаної води.

Необхідно зауважити, що для ґрунтів повністю водонасичених зміна пористості можлива лише при зміні їх вологості (видавлювання і всмоктування води) і деякого внутрішньо об'ємного стискування газоподібних включень; для ґрунтів неводонасичених може відбуватись і при збереженні їх вологості.

Тобто, можна вважати, що зміна об'єму ґрунту при стисненні відбувається тільки через зміну об'єму пор під дією навантаження, в результаті чого ґрунт ущільнюється.

Необхідно розрізняти ущільненість ґрунтів при короткочасній дії динамічних навантажень (механічну) і ущільнення при тривалій дії постійного статичного навантаження.

При механічному впливі вібраційними, трамбувальними механізмами добре ущільнюються тільки маловологі пухкі піски і не водонасичені ґрунти, що мають жорсткі контакти між мінеральними частками, які при цих впливах легко порушуються. Це і обумовлює перегрупування частинок і більш щільну їх упаковку. У водонасичених пісках динамічні навантаження викликають значні напори у воді, ґрунт зважується (зависає) в деякій області і при певних умовах розріджується, розтікаючись по великій площі. Але чим більше зовнішній тиск на поверхню ґрунту, який зазнає динамічних впливів тим менш воно ефективно, оскільки важче долаються зусилля в точках контактів частинок. В глинистих ґрунтах, які через їх зв'язність при динамічних навантаженнях слабо ущільнюються, напори що виникають у воді при незначній водопроникності, гасяться на дуже малій відстані і розрідження не відбувається.

При ущільненні ґрунтів суцільним постійним навантаженням (компресії) потрібно розрізняти принаймі два діапазони тисків: I – зовнішній тиск менше міцності структурних зв'язків; II – тиск більше міцності структурних зв'язків.

В I випадку як показують дослідження ущільнення ґрунтів не відбувається, оскільки деформації, що виникають при дії зовнішнього навантаження будуть пружними деформаціями структурних зв'язків і ґрунт буде деформуватись як суцільне квазітверде тіло.

В II випадку ґрунти будуть значно ущільнюватись, причому в ґрунтах з водно-колоїдними зв'язками ущільнення буде відбуватись за рахунок стиснення водно-колоїдних оболонки мінеральних часток з видавлюванням деякої кількості води, а також в певній мірі за рахунок повзучості скелету. Видавлювання води для деяких глинистих ґрунтів можливе лише при напорі, що викликаний зовнішнім навантаженням більшим деякої величини.

3.2. Поняття про ефективне і нейтральне напруження в ґрунті.

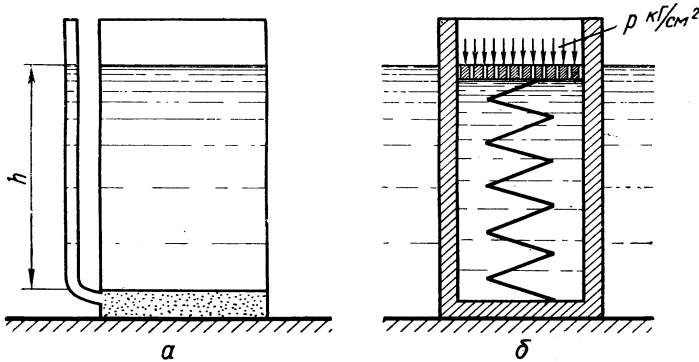


Рис. 3.1. Схема приладів, що пояснюють дві системи тисків у водонасичених ґрунтах; а – схема передачі тиску на скелет ґрунту; б- модель стиснення ґрунтової маси (навантаження спочатку передається на воду, потім, по мірі стиснення, на скелет ґрунту)

При дослідженні стиснення ґрунтової маси розглядають дві системи тисків (рис.3.1) : 1 – тиск в скелеті ґрунту p_z ; 2 – тиск у поровій воді p_w . Перші називають ефективним тиском так як він ефективно діє на ґрунтові частинки ущільнюючи і зміцнюючи ґрунт, другі – нейтральним тиском, так як він не ущільнює і не зміцнює ґрунт, а тільки створює напір у воді, викликаючи її фільтрацію.

Для любого моменту часу в повністю водонасиченій ґрунтовій масі має місце співвідношення:

$$p = p_z + p_w, \quad (3.1)$$

тобто повний тиск рівний сумі ефективного і нейтрального тисків.

Щоб пояснити сказане, розглянемо тиск в тонкому шарі ґрунтової товщі (або свинцевого дробу), яка міститься в циліндричній посудині. Якщо до поверхні ґрунту прикласти навантаження інтенсивністю p за допомогою штампку з наскрізними отворами то відбудеться ущільнення ґрунту і

збільшення його опору стисненню, зрізу і т.д., тобто тиск буде ефективно діяти на шар ґрунту.

Якщо ж в посудину замість дробу налити води на таку ж висоту, щоб тиск залишився попереднім, то як показано дослідями, тиск від наливої води передається лише на порову воду, збільшуючи її напір і не відобразиться на ущільненні ґрунту, тобто буде нейтральним.

Зауважимо, що ефективний тиск завжди передається тільки через точки контактів твердих частинок, а нейтральний – через порову воду і якщо він додатний то називається поровим тиском.

Поняття про ефективний і нейтральний тиск поширюється на довільні нормальні напруження, що діють у водонасичених ґрунтах. В загальному випадку можна записати:

$$\begin{aligned}\bar{\sigma} &= \bar{\sigma} + u \\ \bar{\sigma} &= \sigma - u, \quad (3.2)\end{aligned}$$

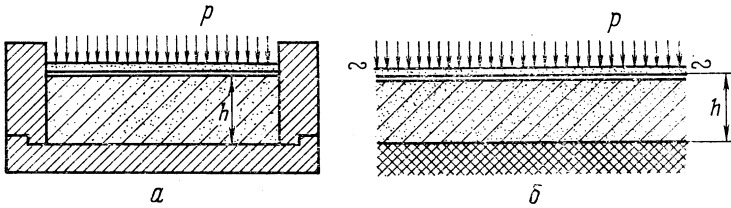
тобто ефективний тиск влюбій точці водонасиченого ґрунту дорівнює різниці між повним і нейтральним напруженням.

3.3. Залежність між вологістю, тиском і коефіцієнтом пористості.

Для виявлення основних показників стискуваності ґрунтів проводять їх випробування на ущільнення під навантаженням в умовах одновірної задачі, коли деформації ґрунту можуть розвиватись лише в одному напрямку і ніякі другі сили, крім зовнішнього тиску не діють.

Випробування водонасичених ґрунтів проводять за умови покриття поверхні ґрунтів водою, що дозволяє запобігти їх висиханню в процесі досліду (що проводиться від кількох годин до кількох днів) і відповідно запобігти розвитку в ґрунті сил капілярного тиску.

Для випробування ґрунтів на стискуваність застосовуються прилади з жорсткими стінками (одометри) для забезпечення стиснення ґрунту тільки в одному напрямку (без можливості його розширення в бік рис.3.2.,3.3).



*Рис.3.2. Схема компресійного стиснення ґрунту:
а - в жорсткому кільці; б- при суцільному навантаженні.*



Рис.3.3. Загальний вигляд компресійного приладу.

Дані граничні умови відповідають стисненню окремого шару ґрунту тільки під дією суцільного рівномірно розподіленого навантаження. Навантаження на поверхню ґрунту прикладають окремими наростаючим кроками (наприклад 0,05;0,1;0,25;0,5;1,0;2,0;4,0 $\text{кг}/\text{см}^2$) так як чим більше буде ущільнений ґрунт попереднім ступенем навантаження, тим менше будуть його деформації і потрібна більша точність вимірювань.

Дослідами (проф. Терцагі і ін.) було встановлено, що для водонасичених, але маловодопроникних глинистих ґрунтів кожному приросту зовнішнього тиску відповідає певна зміна вологості, при цьому ґрунт ущільнюється і зменшується його пористість.

Залежність між вологістю і тиском можна зобразити у вигляді графіку (рис.3.4), який носить назву компресійної кривої. Оскільки для повністю водонасичених ґрунтів існує закономірний зв'язок між вологістю і коефіцієнтом пористості:

$$e = w \gamma_{\text{пит}} , (3.3')$$

то можна компресійну криву (рис. 3.3а) легко перебудувати в координатах “коефіцієнт пористості – тиск” (рис. 4.3.б).

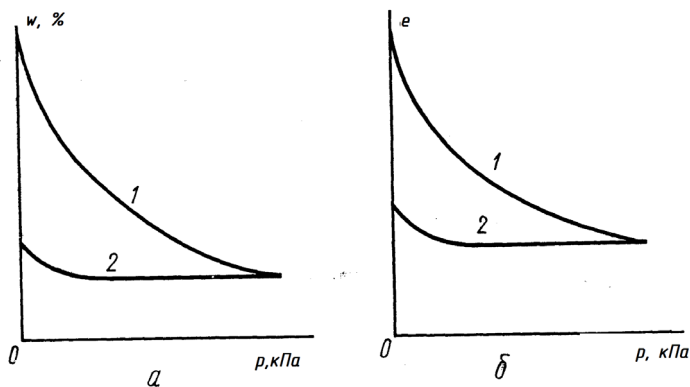


Рис.3.4. Компресійні криві для глинистого ґрунту:
 1 – криві ущільнення; 2 – криві розущільнення (набрякання).

Подальші дослідження показали, що компресійні криві можуть бути застосовані для оцінки стискуваності довільних дисперсних матеріалів (зв'язних, сипучих). Хоча для водопроникних матеріалів (наприклад пісків) їх по зміні вологості побудувати не можливо, оскільки при розвантаженні цих матеріалів вологість відновлюється майже миттєво.

Більш загальним методом побудови компресійних кривих є метод визначення коефіцієнта пористості по осіданнях зразків ґрунту при ущільненні їх в компресійному приладі. При цьому для обчислення коефіцієнтів пористості по кожному ступеню навантаження застосовують наступні формули:

$$e_i = e_0 - \frac{\Delta n_i}{m}, \quad (3.3)$$

$$\Delta n_i = s_i F, \quad (3.4)$$

$$m = \frac{1}{1+e_0}; \quad m = \frac{1}{1+e_0} F h, \quad (3.5)$$

$$e_i = e_0 - \frac{s_i F}{\frac{1}{1+e_0} F h} = e_0 - (1+e_0) \frac{s_i}{h}, \quad (3.6)$$

, де e_0 – початковий коефіцієнт пористості ґрунту;

e_i – коефіцієнт пористості ґрунту при i -тому ступені навантаження;

s_i – повне осідання зразку при даному навантаженні (p_i), яка заміряна від початку завантаження;

Δn_i – зміна пористості зразку ґрунту (об'єму пор) від початку завантаження;

F – площа зразка;

h – початкова висота зразку.

В окремих випадках в якості характеристики стискуваності ґрунтів використовують модуль осідання (запропонований М.Масловим):

$$e_p = \frac{s_i}{h} - \text{модуль осідання}$$

, тобто відносна деформація ґрунту при заданому тиску, яка виражена в промілях (мм/м).

ЛЕКЦІЯ 4. КОМПРЕСІЙНА КРИВА ТА ЇЇ ХАРАКТЕРИСТИКИ. ЗАКОН УЩІЛЬНЕННЯ. МОДУЛЬ ДЕФОРМАЦІЇ

4.1 Компресійна крива

Як було зазначено на попередній лекції компресійна крива будується з залежності:

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \frac{s_i}{h}, \quad (4.1)$$

Для ґрунтів природньої непорушеної структури компресійна крива має дві ділянки (рис.4.1а). Перший до тисків, що не перевищують структурну міцність ґрунтів ріст та близький до лінійного з дуже повільними змінами коефіцієнта пористості. Другий – криволінійний, зі значними змінами коефіцієнта пористості, що вказує на ущільнення ґрунту під навантаженням, яке перевищує структурну міцність ґрунту. При менших навантаженнях ущільнення ґрунту не відбувається. В подальшому ми будемо розглядати компресійні криві при тисках, які більше структурної міцності ґрунтів.

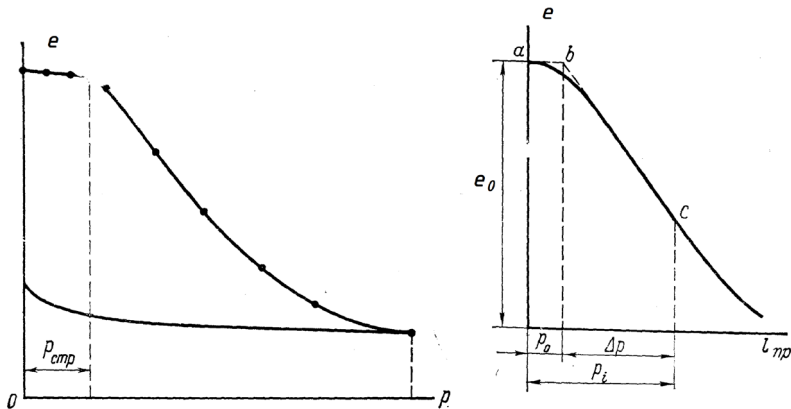


Рис.4.1. а-компресійні криві для зразків ґрунту непорушеної структури. б-компресійна крива в напівлогарифмічних координатах.

Якщо викреслити компресійну криву у напівлогарифмічних координатах (рис.5.1б), тоді зміна коефіцієнта пористості ґрунту буде лінійно залежати від логарифма зміни зовнішнього тиску. Рівняння компресійної кривої може бути представлено у вигляді:

$$e_i = e_0 - m_k \ln\left(\frac{p_i}{p_0}\right), \quad (4.2)$$

, де e_0 ; p_0 – початкові коефіцієнти пористості і тиску (більше структурної міцності);

e_i ; p_i – коефіцієнти пористості і тиску при i -тому ступені навантаження;

m_k – коефіцієнт компресії.

Коефіцієнт компресії - це тангес кута нахилу напівлогарифмічної кривої до осі тисків, що чисельно рівний різниці коефіцієнта пористості при $p_i = e = 2,72 \text{ кг/см}^2$ і $p_0 = 1 \text{ кг/см}^2$.

Коефіцієнт стиснення виражається через значення тиску і коефіцієнту пористості (рис. 4.2):

$$m = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}, \quad (4.3)$$

тоді зміну коефіцієнту пористості можна записати рівнянням:

$$e_i = e_0 - m p_i, \quad (4.4)$$

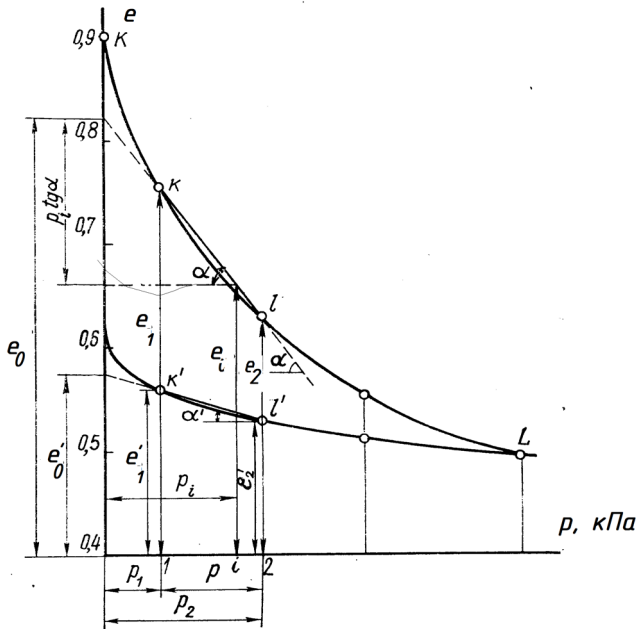


Рис.4.2. Визначення параметрів відрізка компресійної кривої.

Дане рівняння описує зміну коефіцієнту пористості тільки для спрямленого відрізка компресійної кривої і тому є наближенням. Якщо ж зміна тиску буде нескінченно малою, то зміна коефіцієнту пористості буде строго пропорційна зміні тиску. Диференціюючи рівняння (4.4) отримаємо:

$$de = -mdp, \quad (4.5)$$

Дане співвідношення має особливо важливе значення в механіці ґрунтів і лежить в основі її фундаментальних положень:

1. Принципу лінійної деформованості;
 2. Принципу гідроємності;
 3. Диференціального рівняння консолідації і т.д.
- та називається законом ущільнення ґрунтів.

Нескінченно мала зміна відносного об'єму пор ґрунту прямо пропорційна нескінченно малій зміні тиску.

При невеликих змінах тиску рівняння (4.5) можна поширити і на скінченні зміни величин e і p , з рис.4.2:

$$e_1 - e_2 = m(p_2 - p_1), \quad (4.6)$$

4.2 Закон ущільнення

Тоді закон ущільнення може бути сформульований наступним чином: при невеликих змінах ущільнюючих тисків зміна коефіцієнту пористості прямо пропорційна зміні тиску.

Професором Герсевановим для ґрунтів сформульовано принцип гідроємності, який записується рівнянням:

$$e_i + \frac{m}{1 + 2\xi_0} \theta = e_0 = const, \quad (4.7)$$

$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$, де - сума головних напружень (рис.4.3);

$\xi_0 = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}$ - коефіцієнт бічного тиску ґрунту,

μ_0 - коефіцієнт Пуассона.

Даний вираз показує, що зміна коефіцієнту пористості (або вологості) грантової маси в даній точці може відбутись лише при зміні суми головних напружень в цій точці.

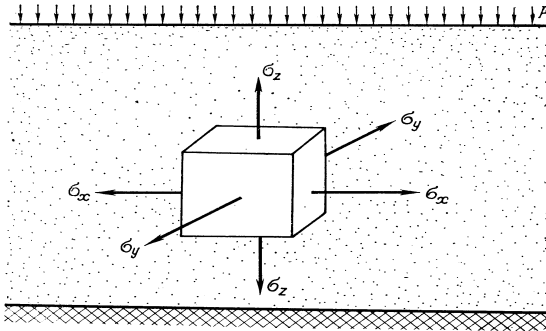


Рис.4.3. Схема напружень в елементі ґрунту при дії суцільного рівномірно розподіленого навантаження.

В якості деформаційної характеристики ґрунту використовують модуль загальної деформації E , що характеризує залишкові і пружні деформації. Модуль деформації ґрунту визначають різними методами: по компресійній кривій, стабілометричні дослідження, випробуванням ґрунту статичним навантаженням, за допомогою пресіометрів а також за найпростішими фізичними характеристиками ґрунту. По компресійній кривій модуль деформації E , МПа, в інтервалі тисків p_i і p_{i+1} обчислюють з точністю 0,1 МПа за формулою:

$$E = \frac{p_{i+1} - p_i}{e_{i+1} - e_i} \beta, \quad (4.8)$$

або

$$E = \frac{1 + e_o}{m_o} \beta, \quad (4.9)$$

де e_i і e_{i+1} - значення відносного стиску, що відповідають тискам p_i і p_{i+1} ;

m_o - коефіцієнт стисливості, що відповідає інтервалу тиску від p_i до p_{i+1} ;

β - коефіцієнт, який враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі і який обчислюють за формулою:

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}, \quad (4.10)$$

де ν - коефіцієнт поперечної деформації, яку визначають за результатами випробувань у приладах тривісного стиску.

У разі відсутності експериментальних даних допускається приймати ν рівним: 0,30-0,35 - для пісків і супісків; 0,35-0,37 - для суглинків; 0,2-0,3 при $IL < 0$; 0,3-0,38 при $0 \leq IL \leq 0,25$; 0,38-0,45 при $0,25 < IL \leq 1,0$ - для глин. При цьому менші значення ν приймають при більшій щільності ґрунту.

Значення модуля деформації, що отримане за допомогою компресійної кривої, часто відрізняється від дійсного. Це пов'язано з наступним. Для проведення компресійних випробувань необхідно дістати зразок ґрунту з свердловини або

шурфу. При цьому відбувається зменшення напружень в скелеті ґрунту (зняття природнього тиску) і зниження до нуля тиску у поровій воді (при відбиранні зразку нижче РГВ). Зміна напружень в скелеті ґрунту і в поровій воді викликає збільшення об'єму зразку. Для ґрунтів, які володіють відносно великою структурною міцністю, це збільшення може обмежитись пружними деформаціями розширення. Але в більшості випадків при отриманні зразків з свердловини нижче РГВ відбувається часткове або повне руйнування структурних зв'язків, що діяли в ґрунті. Таким чином інколи компресійні випробування проводять зі зразками частково порушеної структури. Це відповідно впливає на результати компресійних випробувань і може приводити до отримання занижених значень модуля деформації ґрунту.

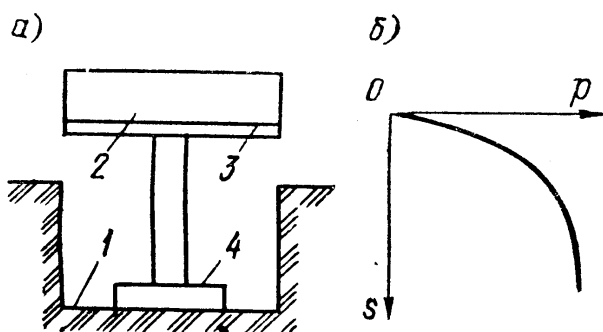


Рис.4.4. Випробування ґрунту статичним навантаженням в шурфі; а-схема установки; б-залежність осідання від інтенсивності навантаження.

4.3 Модуль деформації

З метою отримання більш достовірних значень модуля деформації використовують випробування ґрунту статичним навантаженням. На дно шурфу 1 (рис. 4.4) або свердловини установлюють жорсткий штамп 4. До платформи 3 прикладають навантаження 2 зі ступенево зростаючою інтенсивністю. В результаті такого експерименту отримується графік залежності

осідання штампу від середнього тиску по його подошві (рис. 4.4б). Ця залежність в межах невеликих тисків 300-400 кПа, як правило, досить близька до прямої. Результати випробувань ґрунтів статичним навантаженням за допомогою жорстких штампів дозволяє визначати модуль деформації ґрунту за формулою:

$$E = (1 - \nu^2) \cdot K_p \cdot K_1 \cdot D \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (4.11)$$

де ν - коефіцієнт Пуассона, який приймається 0,27 для великоуламкових ґрунтів; 0,30 - для пісків і супісків; 0,35 - для суглинків; 0,42 - для глин;

K_p - коефіцієнт, що приймається в залежності від заглиблення штампа h/D ;

h - глибина розміщення штампа відносно поверхні ґрунту, см;

D - діаметр штампа, см;

K_1 - коефіцієнт, який приймається 0,79 для жорсткого круглого штампа;

Δp - приріст тиску на штамп МПа, який дорівнює $p_n - p_0$;

ΔS - приріст осідання штампа, що відповідає Δp , см, і визначається за осередненою прямою.

Коефіцієнт K_p приймають рівним 1 при випробуваннях ґрунтів штампами у котлованах, шурфах і дудках. При випробуваннях ґрунтів гвинтовим штампом у бурових свердловинах нижче вибою і в масиві без буріння свердловин коефіцієнт K_p приймають в залежності від відношення h/D за таблицею 4.1, де h - глибина розміщення штампа відносно поверхні ґрунту, см.

Табл.4.1

H/D	0	1	2	3	4	≥ 5
K_p	1	0,90	0,82	0,77	0,73	0,70

Вираз (4.11) отриманий з формули осідання жорсткого штампу на пружній основі, яка виведена для умов деформації пружного напівпростору Бусінексом. Але вона в певній мірі справедлива і для лінійно деформованого напівпростору.

На перший погляд здається, що значення E отримане за формулою (4.11), близьке до дійсності, хоча це не так. Оскільки воно виводилось з умови лінійної деформованості нескінченного напівпростору. Фактично ж ґрунт ущільнюється в межах відносно обмеженої глибини, нижче якої через розсіювання тиску виникають напруження менші структурної міцності ґрунтів. Тому для випробування ґрунтів в останній час застосовують загвинчуванні штампи.

Одним із відносно поширених способів визначення модуля деформації ґрунтів є пресіометричне випробування. Суть такого дослідження полягає в бурінні свердловини, в яку опускають резиновий циліндричний балон, що заповнений рідиною – пресіометр. По мірі збільшення тиску в балоні він передається на стінки свердловини і ущільнює оточуючий ґрунт. Знаючи тиск і деформації, за відповідними формулами знаходять значення модуля деформації ґрунту.

ЛЕКЦІЯ 5. ВОДНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

5.1 Загальні властивості

Водопроникність – це властивість водонасиченого ґрунту, що містить вільну воду, пропускати (фільтрувати) її через свої пори суцільним потоком під дією градієнтів напору.

Під суцільним потоком води розуміють її рух по площі активних пор, включаючи площу, яка зайнята зв'язною водою. Оскільки градієнти напору води в порах масиву ґрунтів виникають під дією граничних навантажень, власної ваги або напорів на межі, тому процес фільтрації пов'язаний з розподілом тиску у поровій воді.

Фільтрація в ґрунтах залежить від степені ущільнення ґрунтів, а для тугопластичних глинистих ґрунтів – наявності початкового градієнту напору, тільки після подолання якого починається рух води.

Рух різних видів води в ґрунтах відбувається під впливом багатьох факторів: пароподібної – під дією різниці пружності водяного пару різних точок ґрунту (залежить від температури); плівкової – під дією різниці осмотичних тисків; капілярної – під впливом різниці сил всмоктування і на кінець, гравітаційної – під дією різниці напорів води. Узагальнюючи, можна сказати, що для руху води потрібний деякий градієнт напору, який викликається тими чи іншими фізичними або фізико-хімічними причинами.

Швидкість напірного руху ґрунтових вод залежить від розмірів пор ґрунту, опору на шляху фільтрації і величини діючих напорів.

Якщо лінії течії води (руху частинок води в потоці) ніде не перетинаються одна з одною, то такий рух називається ламінарним, при наявності пересічень і вихорів рух буде турбулентним.

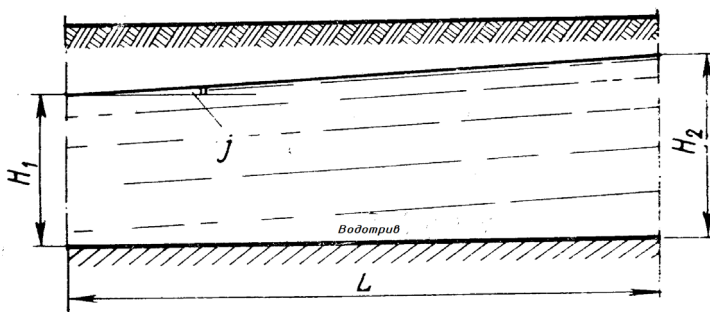


Рис.5.1. Схема фільтрації в ґрунтах.

В ґрунтах, як показали відповідні досліди (Пуазейля, Дарсі, Павловського), в основному рух води є ламінарним. Ламінарний рух води відбувається з тим більшою швидкістю чим більший так званий гідравлічний градієнт або в найпростішому випадку ухил поверхні рівня ґрунтових вод (рис.6.1).

Гідравлічний градієнт дорівнює відношенню втрати напору $H_2 - H_1$ до довжини шляху фільтрації L :

$$i = \frac{H_2 - H_1}{L}, \quad (5.1)$$

або вводячи позначення “діючий напір”

$$H = H_2 - H_1, \quad (5.2)$$

$$\text{отримаємо } i = \frac{H}{L}, \quad (5.3)$$

Згідно закону Дарсі, витрата води в одиницю часу через одиницю площі поперечного січення ґрунту, або так звана швидкість фільтрації, прямо пропорційна гідравлічному градієнту, тобто

$$v_\phi = k_\phi i, \quad (5.4)$$

k_ϕ , де – коефіцієнт фільтрації, що дорівнює швидкості фільтрації при градієнті, який рівний одиниці (розмірність см/с, м/доб).

В механіці ґрунтів рух води вивчають, в основному, при дії напорів, що викликаються в поровій воді зовнішнім навантаженням, який також виражається висотою стовпа води, використовуючи залежність:

$$H = \frac{P}{\gamma_e}, \quad (5.5)$$

, де $\gamma_e = 10 \text{ кН/м}^3$; $\rho_v = 0,001 \text{ кг/см}^3$ – щільність води

Так, наприклад, зовнішньому тиску (навантаженню) $p = 200 \text{ кПа} = 2 \text{ кг/см}^2$ відповідає діючий напір, що дорівнює

$$H = \frac{200}{10} = 20 \text{ м}; H = \frac{2,0}{0,001} = 2000 \text{ см} = 20 \text{ м}$$

Середні величини коефіцієнтів фільтрації для однорідних (без каверн) глинистих ґрунтів при фільтрації в них води під тиском близько 200-300 кПа становлять:

супіски	$r \cdot 10^{-3} \div r \cdot 10^{-6} \text{ см/с}$
суглинки	$r \cdot 10^{-5} \div r \cdot 10^{-8} \text{ см/с}$
глини	$r \cdot 10^{-7} \div r \cdot 10^{-10} \text{ см/с}$

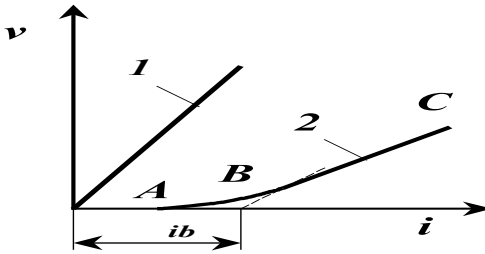
, де r – довільне число від 1 до 9.

Наведені значення будуть відрізнятися від отриманих методом польових відкачок.

5.2 Початковий градієнт в глинистих ґрунтах.

Фільтрація води у в'язких глинистих ґрунтах має свої особливості, що викликані малими розмірами пор і в'язким опором водно-колоїдних плівок, які огортають мінеральні частинки. Чим тонші водно-колоїдні плівки, що має місце для ущільнених глинистих ґрунтів, тим більший опір вони здійснюють напірному руху води як внаслідок більшої в'язкості водно-колоїдних плівок так і їх пружності.

Згідно досліджень С.А.Роза та Б.Ф.Рельтова фільтрація води у в'язких(тугопластичних) глинистих ґрунтах починається тільки після досягнення градієнтів напору деякої початкової величини, що перевищує внутрішній опір руху, який викликаний водно-колоїдними плівками.



На рис 5.2. показані експериментально знайдені залежності швидкості фільтрації від гідравлічного градієнту; для пісків – 1 і для глин – 2 (масштаб для глин збільшений на

кілька порядків). На кривій 2 можна побачити три ділянки : початкова коли швидкість фільтрації практично рівна нулю; перехідна – криволінійна; та встановлена фільтрація, коли швидкість фільтрації пропорційна діючому градієнту. Для останньої ділянки:

$$v_{\phi} = k_{\phi} (i - i_0) \quad (5.6)$$

, де i_0 – початковий градієнт напору для даної глини.

Необхідно зазначити, що врахування (5.6) при прогнозуванні осідань ущільнення глинистих ґрунтів під дією зовнішнього тиску від збудованих споруд суттєво впливає на величину прогнозованих осідань і дозволяє точніше підійти до їх оцінки.

5.3. Гідростатичний тиск.

Вода, що насичує пори нескельної породи може знаходитись в стані спокою або руху. У тих випадках, коли кількість гравітаційної води більше капілярної вологості і між частинками води забезпечено гідравлічний зв'язок, порова вода буде зважувати частини породи за законом Архімеда. Як показують розрахунки у незв'язних (піщаних і великоуламкових) породах зважуюча дія води враховується вже при степені вологості $S_r \geq 0.5$. У зв'язних (глинистих) породах зважуюча дія води починає проявлятися (та її потрібно враховувати) при значеннях показника консистенції $I_L \geq 0.25$, тобто при вологості порід починаючи від межі переходу з напівтвердого стану в тугопластичний. На цій межі вологість порід більше її максимальної молекулярної вологості і в поровій воді можливе утворення гідравлічних зв'язків. Якщо

порова вода буде знаходитись в стані руху, то крім гідростатичного тиску частинки породи будуть зазнавати також гідродинамічного тиску.

Явище зважування частинок породи водою необхідно враховувати при визначенні величини природнього тиску в самій породі. При визначенні тиску ґрунту на огороження необхідно окремо враховувати тиск води і тиск ґрунту зваженого водою. При наявності напірних вод і влаштуванні виробок у верхньому водотривкому шарі також потрібно приймати до уваги гідростатичний тиск, що діє знизу вверху.

У випадку влаштування виробок, наприклад будівельного котловану, стає можливим підняття його дна і навіть прорив напірних вод. Умова рівноваги може бути отримана із розгляду схеми діючих сил (рис. 5.3). В природніх умовах до відривання котловану тиск на покрівлю водоносного горизонту буде рівний:

$$p_1 = \gamma_w h_g + \gamma_{\text{пит}} h_1, \quad (5.7)$$

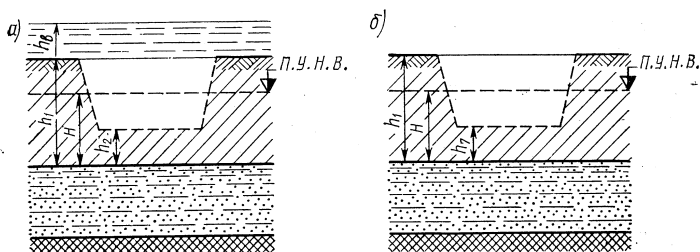


Рис.5.3. Тиск напірних вод на дно котловану:

а-у випадку наявності поверхневих вод; б-при відсутності поверхневих вод; в- п'єзометричний рівень напірних вод.

Вираз (5.7) справедливий і при $h_g=0$, тобто при умові відсутності поверхневої води. Після влаштування котловану тиск на покрівлю напірного водоносного горизонту стане рівним:

$$p_2 = \gamma_{\text{пит}} h_2, \quad (5.8)$$

Протитиск напірної води рівний:

$$p_3 = \gamma_w H, \quad (5.9)$$

Якщо прийняти коефіцієнт стійкості рівним η , то умову стійкості в обох випадках можна задати рівнянням:

$$\eta_1 = \frac{p_1}{p_3} \quad \text{і} \quad \eta_2 = \frac{p_2}{p_3} \quad (5.10)$$

Коли підставити у вираз (5.10) відповідні значення з (5.7),(5.8),(5.9) і вирішуючи відносно h , при яких виключається можливість як прориву напірних вод в котлован так і підняття його дна:

$$h_1 = \frac{\gamma_w(\eta H - h_0)}{\gamma_{num}} \quad \text{і} \quad h_2 = \frac{\eta \gamma_w H}{\gamma_{num}} \quad (5.11)$$

5.4 Гідродинамічний тиск в ґрунтах.

У тих випадках, коли підземні води знаходяться в русі, крім дії гідростатичного тиску виникає дія гідродинамічного тиску на частинки ґрунту. Величина гідродинамічного тиску може бути встановлена зі схеми рис. 5.4.

Таким чином величина гідродинамічного тиску дорівнює напірному градієнту помноженому на питому вагу води:

$$J = \gamma_w i, \quad (5.12)$$

Напрямок дії гідродинамічного тиску має велике значення для стійкості ґрунтів. При дії гідродинамічного тиску зверху вниз ґрунт ущільнюється, а при дії знизу вверх – розпушується. Так, наприклад, при фільтрації води під дамбою на ділянці вище

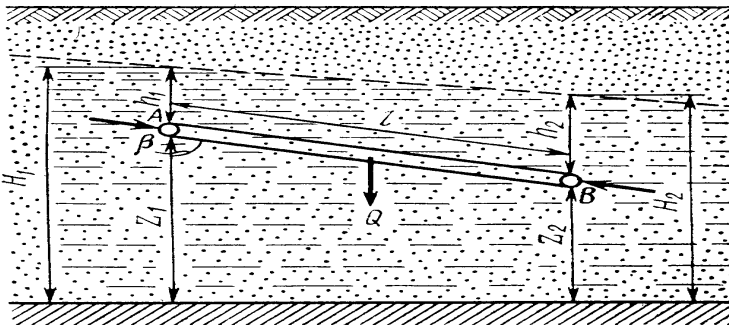


Рис.5.4. Для визначення гідродинамічного тиску.

неї буде відбуватись ущільнення ґрунту, безпосередньо під нею – рух частинок ґрунту і їх зсув, а перед дамбою винесення частинок ґрунту вгору. Відкритий водовідлив, що виконується в шпунтових огороженнях розпушує дно котловану, а водовідлив за допомогою голкофільтрів, які розміщені по периметру котловану, ущільнює ґрунти навколо котловану і під ним (рис. 5.5).

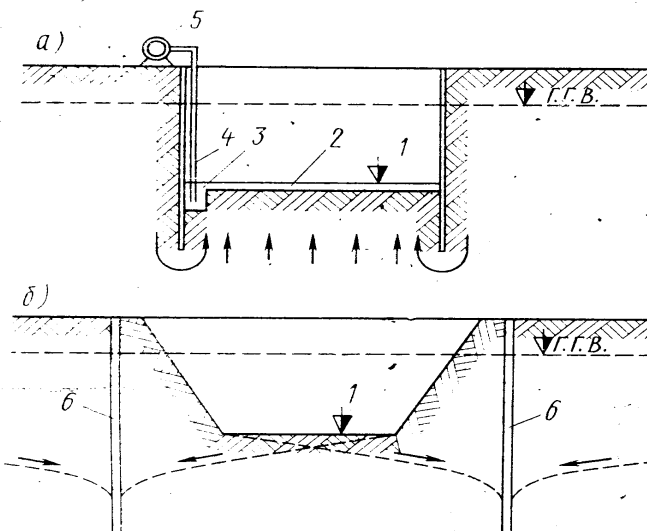


Рис.5.5. Схема притоку води в котлован при осушенні
(стрілками показано напрямок руху води):

а-осушення відкритим водовідливом; б-осушення голкофільтрами; 1-дно котловану; 2-кювет; 3-приямок; 4-рукав насосу; 5-насос; 6-голкофільтр; ГГВ – горизонт ґрунтових вод.

Наприклад, котлован в шпунтових огороженнях відритий у водонасиченому ґрунті і осушений. Величина повного гідродинамічного тиску на об'єм ґрунту в шпунтовому огороженні рівна:

$$J_{\text{пов}} = \gamma_w i F H_2, \quad (5.13)$$

Опір того ж об'єму ґрунту дорівнює:

$$p = \gamma_{\text{зв}} F H_2, \quad (5.14)$$

З умови рівноваги отримуємо:

$$i = \frac{\gamma_{зв}}{\gamma_w}, \quad (5.15)$$

В заданих умовах об'єм ґрунту в шпунтовому огороженні і знаходиться в стані невагомості і любе тіло, яке покладене на його поверхню, буде тонути. Напірний градієнт, який викликає стан невагомості ґрунту, рівний питомій вазі ґрунту, зваженого водою і називається критичним градієнтом. При напірних градієнтах, що більше критичного, ґрунт піднімається і виноситься водою, яка поступає через дно котловану.

В будівельних нормах по влаштуванню основ для гідротехнічних споруд СНиП 2.02-85 на основі експериментальних даних та досвіду будівництва визначено значення розрахункового критичного градієнту напору таблиця 5.1.

Таблиця 5.1

Ґрунт	Розрахунковий середній критичний градієнт напору $I_{cr,m}$
Пісок:	
• дрібний	0,32
• середній	0,42
• крупний	0,48
Супісок	0,60
Суглинок	0,80
Ґлина	1,35

Критерієм забезпечення загальної фільтраційної міцності нескельної основи є умова

$$I_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr,m}, \quad (5.16)$$

γ_n - коефіцієнт надійності по степені відповідальності споруди, що приймається 1,25, 1,20, 1,15 і 1,10 відповідно для споруд I, II, III и IV класів.

ЛЕКЦІЯ 6. ОПІР ҐРУНТІВ ЗРІЗУ

Під дією зовнішнього навантаження в окремих точках (областях) ґрунту ефективні напруження можуть перевищити опір внутрішніх зв'язків, при цьому виникнуть ділянки ковзання (зсуву) одних частинок по інших та може порушитись суцільність ґрунту в деякій області, тобто його міцність буде подолана.

Внутрішнім опором, який перешкоджає переміщенню частинок в ідеально сипучих тілах до яких можна віднести чисті піски, буде тільки тертя, що виникає в точках контакту часток. В ідеально ж зв'язних ґрунтах таких, як дисперсні глини, переміщенню часток будуть опиратись тільки внутрішні зв'язки і в'язкість водно-колоїдних оболонок. Природні глини будуть володіти як в'язкими (водно-колоїдними) так і жорсткими (кристалічними) внутрішніми зв'язками, при цьому роль тих чи інших для різних видів глин буде різна.

Під силами зчеплення будемо розуміти опір структурних зв'язків любому переміщенню зв'язаних ними часток, незалежно від величини зовнішнього тиску.

Показники опору зрізу – це основні міцності характеристики опору тіл зовнішнім силам – для ґрунтів мають ту основну особливість, що вони змінні, залежать від тиску і умов в точках контакту часток, які опираються зрізу. Тому правильний вибір показників опору зрізу ґрунтів має першочергове значення для практики, так як він обумовлює точність інженерних розрахунків по визначенню граничного навантаження на ґрунт, стійкості ґрунтових масивів і тиску на огородження.

6.1 Експериментальне визначення опору ґрунтів зрізу

Експериментальне визначення опору ґрунтів зрізу може виконуватись різними методами: за результатами прямого площинного зрізу, простого одновісного стиснення, тривісного стиснення і т.п. Опір ґрунтів зрізу в лабораторних умовах найчастіше визначають за допомогою одноплощинних зсувних приладів, основною частиною яких є зрізувач (рис. 6.1,6.2).



Рис.6.1. Загальний вигляд приладу одноплощинного зрізу.

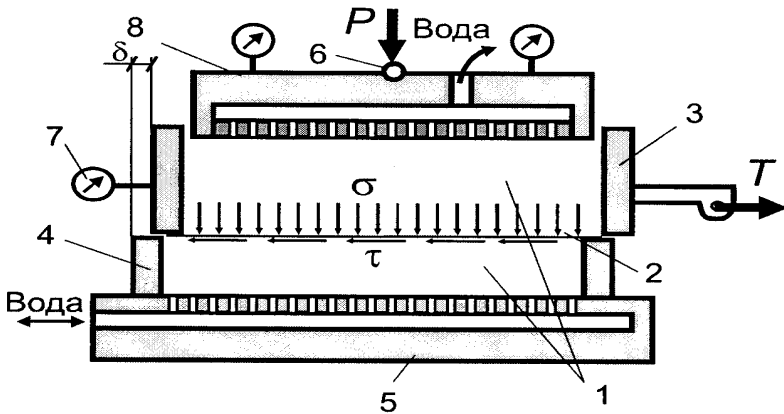


Рис.6.2. Схема приладу одноплощинного зрізу.

При цьому зразок ґрунту (після попереднього ущільнення або без нього – в залежності від умов випробовування) розміщують в зрізувач так, щоб одна з його половин залишалась нерухомою, а друга могла переміщуватись горизонтально під дією горизонтального зсувного навантаження, що прикладається. Причому має бути забезпечена можливість збільшення або зменшення об'єму зразка при зрізі. До зразку прикладається нормальне до поверхні

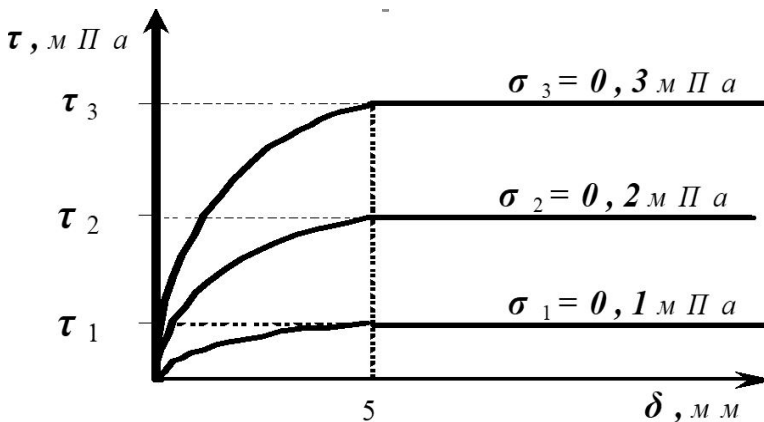


Рис. 6.3 Графіки залежності

зрізу навантаження прикладають ступенями до тих пір, поки не відбудеться зріз та ковзання однієї частини ґрунту по іншій (рис.6.3).

Кожний ступінь витримується до умовної стабілізації, при якій горизонтальне переміщення верхньої (рухомої) частини зразка не перевищує 0,01мм за останні 2хв. спостережень.

За результатами дослідів будують графік. На осі абсцис наносять нормальні напруження , а на осі ординат - відповідні їм значення граничних зсувних напружень (рис. 6.4(сипучі ґрунти), чи 6.5(зв'язні ґрунти)).

6.2 Опір зрізу для не зв'язних ґрунтів

Згідно діаграми зрізу(рис. 6.4.) для сипучих ґрунтів граничне зсувне напруження рівне:

$$\tau_i = p_i \operatorname{tg} \varphi \quad (6.1)$$

Так як опір сипучих ґрунтів зрізу є опір їх тертю, то кут φ називається кутом внутрішнього тертя, а величина $f = \operatorname{tg}(\varphi)$ коефіцієнтом внутрішнього тертя. Співвідношення (6.1) є основною міцнісною залежністю для сипучих ґрунтів, яка встановлена Кулоном і може бути сформульована наступним чином: **граничний опір зрізу сипучих ґрунтів є опір тертю, прямо пропорційний нормальному тиску.**

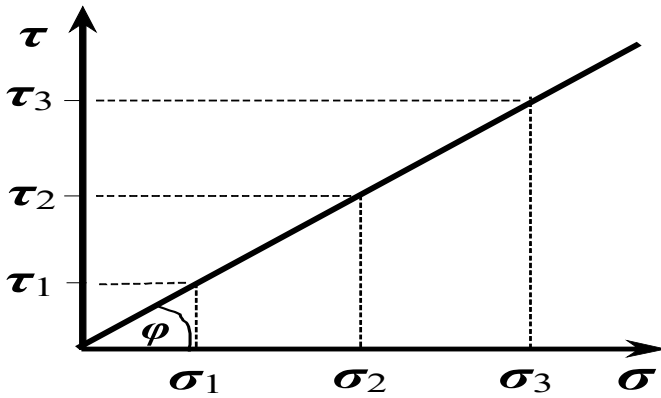


Рис. 6.4 Графік залежності для не зв'язних ґрунтів

Слід зауважити, що як показує діаграма зрізу, не зв'язний ґрунт при зрізі до сягає певного коефіцієнту пористості незалежно від того мав він спочатку щільний чи пухкий стан. Цей коефіцієнт отримав назву коефіцієнту критичної щільності для даного піщаного ґрунту при зрізі, так як пористість щільних ґрунтів при зрізі збільшується а більш пухких – зменшується.

6.3 Опір зрізу для зв'язних ґрунтів

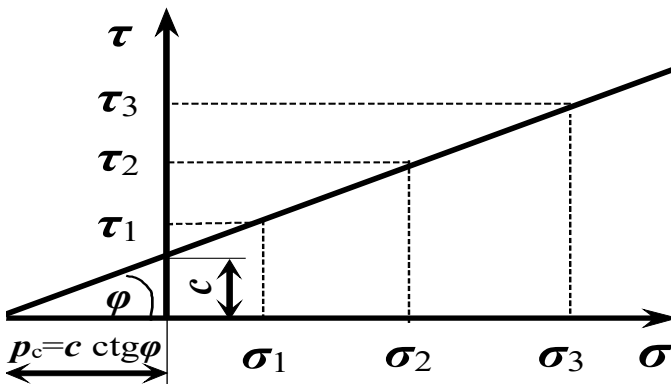


Рис 6.5 Графік залежності для зв'язних ґрунтів

Зв'язні ґрунти (глини, суглинки та супіски) відрізняються від сипучих тим, що частинки і агрегати цих ґрунтів зв'язані між собою пластичними (водно-колоїдними) та частково жорсткими цементно-кристалічними зв'язками. При цьому їх опір зрізу буде в значній мірі залежати від їх зв'язності (сил зчеплення). Основним видом випробовування зв'язних ґрунтів на зріз є випробовування по закритій системі (неконсолідоване-недреноване) та відкритій системі (консолідоване-дреноване). Як показують чисельні досліді, діаграма зв'язних ґрунтів у дуже великому діапазоні тисків від 50кПа до 600 кПа досить добре описується рівнянням прямої лінії, тобто буде мати вигляд:

$$\tau_i = c + p_i \operatorname{tg} \varphi, \quad (6.2)$$

, де c – питоме зчеплення (кПа).

Закон Кулона для зв'язних ґрунтів може бути сформульовано так: **граничний опір зрізу при завершеній консолідації є функція першої степені від нормального тиску.**

Випробування ґрунтів розглянутим вище методом одноплосинного зсуву не відповідає складному напруженому стану ґрунтів при дії зовнішніх навантажень від фундаментів будівель і споруд, тому останнім часом для визначення характеристик міцності використовують випробування на трьохвісне стиснення.

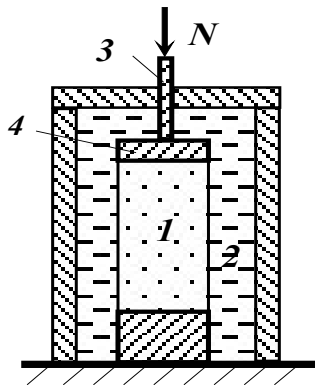


Рис 6.6 Схема стабілометра

Схема приладу на трьохвісне стиснення (стабілометра) показана на рис. 6.6. Циліндричний зразок ґрунту 1 в гумовій оболонці піддають усесторонньому стисненню рідиною 2 інтенсивністю $p_2 = p_3$. Потім через шток 3 до поршня 4 прикладають вертикальне навантаження, створюючи на зразок вертикальний тиск (після сумування з $p_2 = p_3$). Збільшуючи тиск p_1 можна досягти повного руйнування зразка ґрунту або значного його розширення.

Для визначення характеристик міцності сипучих ґрунтів достатньо виконати одне випробування і побудувати коло Мора, діаметр якого дорівнює . Дотична до кола Мора OM , проведена через початок координат, визначить кут внутрішнього тертя (рис. 6.7). Аналітичний вираз для визначення має вигляд:

$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}, \quad (6.3)$$

Для зв'язних ґрунтів виконується два випробування при різних значеннях .

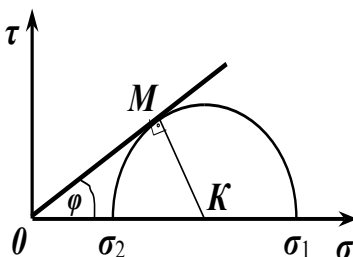


Рис 6.7 Коло Мора для сипучих ґрунтів

Потім будують два кола Мора (рис. 6.8), дотична до яких і визначить кут внутрішнього тертя φ й питоме зчеплення ґрунту c . Аналітичні вирази для визначення φ та c мають вигляд

$$\sin\varphi = \frac{(\sigma_{12} - \sigma_2) - (\sigma_{11} - \sigma_{21})}{(\sigma_{12} + \sigma_{22}) - (\sigma_{11} - \sigma_{21})} \quad (6.4)$$

$$c = \frac{\sigma_{12} \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) - \sigma_{22}}{2 \operatorname{tg}(45 - \varphi/2)} \quad (6.5)$$

Кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення визначають на основі не менше 18 досліджень. У цьому випадку коефіцієнти і рівняння (6.2) можуть бути підібрані методом найменших квадратів

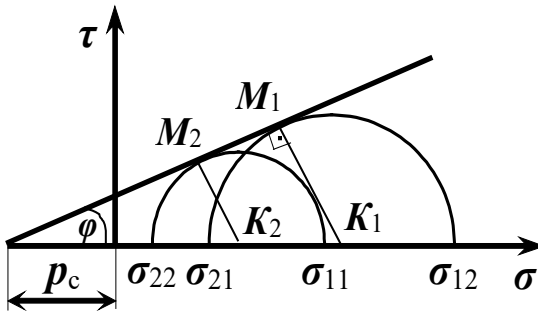


Рис 6.8 Коло Мора для зв'язних ґрунтів

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.1-10-2009 Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. -К.: Мінбуд України, 2009. - 78 с.
2. ДСТУ Б А.1.1-25-94 Ґрунти. Терміни та визначення. -К.: Мінбуд України, 1994. - 52 с.
3. ДСТУ Б.В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Ґрунти. Класифікація. -К.: Мінбуд України, 1996. - 47 с.
4. ДСТУ Б.В.2.1-3-96 (ГОСТ 30416-96) Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. -К.: Мінбуд України, 1996. - 27 с.
5. ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96) Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. -К.: Мінбуд України, 1996. - 102 с.
6. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. -К.: Мінбуд України, 2008. - 36 с.
7. ДБН В.2.1-10-2018 Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення. -К.: Мінбуд України, 2018. - 78 с.
8. М.Л.Зоценко, В.І. Коваленко, А.В.Яковлев, О.О.Петраков, В.Б.Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. Інженерна геологія.Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник. – Полтава: ПНТУ, 2003. – 446 с.

Навчальне видання

МЕХАНІКА ГРУНТІВ

Конспект лекцій

Укладачі:

Полевецький Василь Васильович

Собко Юрій Тарасович

Відповідальний за випуск – ***С.М. Новіков***

Літературний редактор – ***О.В. Лукул***

Технічний редактор – ***А.В. Цвіра***

Підписано до друку 05.05.2023. Формат 60x84/16.

Електронне видання. Зам. Н-033.

Видавництво та друкарня

Чернівецького національного університету.

58012, Чернівці, вул. Коцюбинського, 2.

e-mail: ruta@chnu.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 891 від 08.04.2002.

