



Національний університет  
водного господарства

**Міністерство освіти і науки, молоді та спорту  
України**

**Національний університет водного господарства  
та природокористування**

**М.Т. Кузло**

**ІНЖЕНЕРНЕ ҐРУНТОЗНАВСТВО  
ТА МЕХАНІКА ҐРУНТІВ**

**Навчальний посібник**

**Рівне 2011**



Національний університет

УДК 624.131 (075)

ББК 40.3:38.58 я7

К89

*Затверджено вченою радою Національного університету водного господарства та природокористування.  
(Протокол № 2 від 25 лютого 2011р.)*

**Рецензенти:**

**Будз М.Д.**, д-р. геогр. наук, професор Національного університету водного господарства та природокористування, м. Рівне;

**Жеребятьєв О.В.**, канд. техн. наук, доцент Національного університету водного господарства та природокористування, м.Рівне.

**Кузло М.Т.**

**К89** Інженерне ґрунтознавство та механіка ґрунтів. Навч. посібник–Рівне: НУВГП, 2011. – 252с.

У навчальному посібнику розглянуто основні відомості про ґрунти, їх фізичні та механічні властивості з урахуванням особливостей їх роботи в земляних насипах і в дорожніх спорудах. Наведено приклади з визначення додаткових напружень в ґрунті основи, стійкості ґрунтових укосів та осідання ґрунтових основ. Розглянуто питання роботи ґрунту під навантаженням та штучного поліпшення властивостей ґрунту.

Посібник призначено для студентів, які навчаються за професійним спрямуванням “Автомобільні дороги і аеродроми”.

Табл.23.Іл. 96.Бібліогр. 19 назв.

**УДК 624.131 (075)**

**ББК 40.3.38.58 я7**

© Кузло М.Т., 2011

© Національний університет водного господарства та природокористування, 2011



Передмова	6
1. Ґрунти як дисперсні системи	8
1.1. Загальні відомості про ґрунти	8
1.2. Склад мінеральної і органічної частин ґрунтів	10
1.3. Колоїдно-хімічні властивості і поглинальна здатність ґрунтів	15
1.4. Структура ґрунтів	20
2. Ґрунтовий склад ґрунтів	22
2.1. Форма і розмір ґрунтових частинок, їх властивості	22
2.2. Поняття про зерновий і мікроагрегатний склад ґрунтів	24
2.3. Методи визначення зернового складу ґрунтів	24
2.4. Класифікація ґрунтів за зерновим складом	28
3. Показники фізичного стану і властивостей ґрунтів	32
3.1. Характеристики стану ґрунтів	32
3.2. Щільність ґрунтів. Пористість і ступінь ущільнення ґрунтів	33
3.3. Характерна вологість і пластичність ґрунтів. Консистенція ґрунтів	36
3.4. Зв'язність, липкість, набухання і усадка ґрунтів	40
4. Водні і теплові властивості ґрунтів	45
4.1. Фізичний стан і форми води в ґрунтах	45
4.2. Види і властивості ґрунтових підземних вод	48
4.3. Схеми одно-, дво- і трьохфазних ґрунтів	51
4.4. Капілярні явища в ґрунтах	54
4.5. Переміщення води в ґрунтах. Поривний тиск	60
4.6. Негравітаційні види переміщення води в ґрунтах	62
4.7. Водопроникність ґрунтів	64
4.8. Методи експериментального визначення коефіцієнта фільтрації ґрунтів	66
4.9. Фільтрація сольових розчинів в ґрунтах	69
4.10. Теплові властивості ґрунтів	73
4.11. Водний і тепловий режим поверхневої товщі ґрунтів і земляного полотна	74
5. Характерні ґрунти України і дорожньо-кліматичне районування	78
5.1. Класифікація ґрунтів за їх генезисом і властивостями	78
5.2. Типи ґрунтів, що найбільш розповсюджені на території України	83
5.3. Ґрунтовоутворюючі процеси і головні його чинники	88



5.4. Генетична класифікація ґрунтів і їхня зональність у природі	92
5.5. Ґрунтові зони і їх характеристики. Типи ґрунтів на території України	93
6. Опір ґрунтів стисненню	99
6.1. Процеси, що відбуваються в ґрунті при дії навантаження	99
6.2. Закономірності стискання ґрунтів	101
6.3. Модуль деформації і модуль пружності ґрунтів	110
6.4. Деформації ґрунтів при короткочасових і багаторазово прикладених навантаженнях	117
6.5. Деформація ґрунтів, що насичені сольовими розчинами різної концентрації	119
7. Опір ґрунтів зсуву	123
7.1. Загальні закономірності опору ґрунтів зсуву	123
7.2. Опір зв'язних ґрунтів зсуву	129
7.3. Опір сипучих ґрунтів зсуву	133
7.4. Методи експериментального визначення опору ґрунтів зсуву	134
8. Міцність ґрунтів	140
8.1. Напружений стан і міцність ґрунтів	140
8.2. Міцність ґрунтового масиву і розрахункові схеми з визначення його опору зовнішнім навантаженням	147
9. Напруження в ґрунтах	153
9.1. Напружений стан ґрунтів	153
9.2. Методи розрахунку напружень в однорідних ґрунтах	157
9.3. Розподіл напружень в неоднорідних ґрунтах і основах шаруватих дорожніх одягів	176
9.4. Розподіл тиску на ґрунт по подошві навантажених майданчиків	185
9.5. Вплив внутрішніх сил в ґрунті на напружений стан ґрунтового масиву	190
10. Допустимі навантаження на ґрунт	194
10.1. Поняття про допустимі навантаження на ґрунт	194
10.2. Визначення початкового критичного тиску на ґрунт	195
10.3. Визначення тиску, що відповідає граничній рівновазі ґрунту	199
10.4. Стійкість споруд на слабких основах	202
11. Особливі випадки опору ґрунтів навантаженням	203
11.1. Опір мерзлих ґрунтів навантаженням	203





11.2. Стійкість ґрунтових укосів до зсувів	209
11.3. Розрахункові схеми в особливих випадках дії навантажень на ґрунт	216
11.4. Опір ґрунтів деформації під колесом, що котиться	218
11.5. Стійкість глинистих ґрунтів при високій вологості	220
12. Розрахунки осідань фундаментів і дорожніх насипів	222
12.1. Методи розрахунку кінцевої величини осідань	222
12.2. Розрахунок осідання однорідних основ за формулами теорії лінійно деформованих тіл	225
12.3. Визначення осідання ґрунту за методом пошарового підсумування	226
12.4. Осідання ґрунту за часом	231
13. Штучне зміцнення ґрунтів	237
13.1. Основні принципи зміцнення, класифікація методів зміцнення і вимоги до закріплення ґрунтів	237
13.2. Поліпшення властивостей ґрунтів введенням добавок і ущільненням	240
13.3. Зміцнення ґрунтів мінеральними в'язучими матеріалами	244
13.4. Зміцнення ґрунтів органічними в'язучими матеріалами	247
Предметний покажчик	250
Список рекомендованої літератури	252



## ПЕРЕДМОВА

Подальший розвиток незалежної України буде пов'язано зі значним ростом автомобільних перевезень і збільшенням обсягів дорожнього будівництва. При цьому ставиться задача підвищення якості і темпів проектування та будівництва автомобільних доріг. Стосовно до конструювання дорожніх одягів і земляного полотна автомобільних доріг вона може бути вирішена на основі врахування ґрунтових, кліматичних і гідрогеологічних умов на території України. Це вимагає від спеціалістів з будівництва автомобільних доріг і аеродромів глибоких знань не тільки в області будівельних матеріалів, але також ґрунтознавства і механіки ґрунтів.

Ґрунти – гірські породи, ґрунти, техногенні утворення, що являють собою багатокомпонентну багатообразну геологічну систему та є об'єктом інженерно господарської діяльності людини.

Ґрунти – найпоширеніші місцеві будівельні матеріали. Безпосередньо з них споруджують земляні насипи і штучні основи автомобільних і залізничних доріг. Ґрунти, що закріплені в'язкими матеріалами, використовують у несучих шарах дорожніх одягів. Ґрунтова основа, що сприймає навантаження, є обов'язковим елементом кожної інженерної споруди. Нарешті, ґрунт є середовищем, у якому розташовують тунелі, трубопроводи і кабелі.

Робота ґрунту в дорожніх спорудах протікає в складних природних умовах. Земляний насип автомобільних доріг знаходиться в межах зони, сезонних коливань температури і вологості, у результаті яких міцність ґрунтів земляного полотна не є постійною, що робить земляний насип і дорожній одяг нерівноміцним у різний час року. Ця обставина ускладнює роботу ґрунту в основах дорожнього одягу в порівнянні з основами цивільних і промислових будівель та споруд, де ґрунт працює в умовах більш постійних водних і температурних режимів.

Даний навчальний посібник охоплює основні розділи курсу “Ґрунтознавство і механіка ґрунтів” – комплексну наукову дисципліну, що вивчає фізичні і механічні властивості ґрунтів, а також процеси, що відбуваються в них у зв'язку з використанням при будівництві інженерних споруд на автомобільних дорогах і аеродромах.

При підготовці навчального посібника автор прагнув в рамках мінімального обсягу навчальних годин викласти основи



Національний університет

водного господарства  
та природокористування

грунтознавства і механіки ґрунтів на рівні їхнього сучасного розвитку. Фахівець, якому доводиться будувати дороги, аеродроми і споруди на них, зобов'язаний знати як загальні умови роботи ґрунту в основах штучних споруд, так і специфічні особливості роботи ґрунту в земляному полотні автомобільних доріг і штучних основах покриттів. Він повинен вміти активно впливати на ґрунти, з метою поліпшення умов їхньої роботи в спорудах і підвищення їх опору зовнішнім впливам. Це може бути виконано лише на основі знання властивостей ґрунтів, обумовлених їх походженням і умовами залягання, їхньої поведінки в різних випадках дії навантаження й у різних кліматичних умовах, способів штучного поліпшення властивостей ґрунтів.

Автор висловлює вдячність рецензентам за корисні зауваження, що були зроблені при підготовці посібника до видання.



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування



# 1. ГРУНТИ ЯК ДИСПЕРСНІ СИСТЕМИ

## 1.1. Загальні відомості про ґрунти

Верхній шар земної кори, потужність якого часто досягає декількох сотень метрів, являє собою кору вивітрювання, що виникла в результаті протікання різноманітних процесів подрібнення гірських порід.

При вивченні гірських порід і ґрунтів як об'єктів інженерно-будівельної діяльності людини розглядають, як вони можуть бути використані в основах споруд: як матеріал або як середовище при будівництві й експлуатації різних інженерних споруд, у тому числі автомобільних доріг і аеродромів.

При вивченні ґрунтів варто враховувати, у першу чергу, ті головні фактори, що в основному визначають поведінку й інженерно-будівельні властивості гірських порід і ґрунтів в інженерних спорудах (склад, структуру і текстуру гірських порід і ґрунтів).

У залежності від ступеня руйнування гірської породи і деяких інших властивостей, важливих у будівельному відношенні, ґрунти, що залягають в основах інженерних споруд або використовуються як будівельний матеріал, відповідно до діючої класифікації ґрунтів за характером структурних зв'язків розділяють на два основних класи: 1) ґрунти з твердими структурними зв'язками (скельні ґрунти) і 2) ґрунти без твердих структурних зв'язків (дисперсні ґрунти). Кожний із зазначених класів за рядом ознак підрозділяють на групи, підгрупи, типи, види і різновиди.

У дорожньому і аеродромному будівництві переважно використовують дисперсні ґрунти і найчастіше ґрунти осадові незцементовані (великоуламкові, піщані, глинисті).

Між ґрунтами скельними, що представляють собою, в багатьох випадках, міцні породи з твердими зв'язками між окремими мінералами або зернами, піщаними й особливо глинистими ґрунтами, що утворилися в результаті вивітрювання, переносу, осідання і наступного ущільнення, існує величезна різниця.

Процеси фізичного, хімічного і біологічного вивітрювання, що призводять до розпаду скельних ґрунтів, обумовлюють поступове нагромадження в їхній товщі усе більш дрібних часток, аж до



колоїдно-розділених, у результаті чого такі ґрунти набувають властивості *дисперсних систем*.

Проміжки (пори) між окремими твердими частками ґрунту у більшому або меншому ступені бувають заповнені водою. Глинисті ґрунти, що за зовнішнім виглядом знаходяться в сухому стані, містять воду у формі найтонших плівок на поверхні мінеральних часток. При значному зволоженні пори ґрунту, цілком заповнюються водою і являють собою дисперсну систему, де *дисперсним середовищем* є вода, в об'ємі якої розподілені тверді мінеральні частки ґрунту – *дисперсна фаза*.

У дрібних піщаних і особливо, у глинистих ґрунтах завдяки наявності великої кількості часток в одиницю об'єму ґрунту загальна поверхня розділу між твердою дисперсною фазою і рідким дисперсним середовищем може бути дуже велика.

Дисперсність (ступінь подрібнення) додає речовині ряд нових важливих властивостей. Ці властивості бувають виражені тим сильніше, чим більша дисперсність речовини, тобто чим дрібніші частки, з яких вона складається. Дисперсний ґрунт, до складу якого входять тверді частки, вода і повітря (рідше суміш газів), є багатофазною (трьохфазною або двохфазною) системою. Для властивостей багатофазної дисперсної системи велике значення має *ступінь дисперсності*.

Дисперсні ґрунти складаються звичайно з часток різної крупності і різного мінерального складу, тому вони являють собою *полідисперсні полімінеральні системи*. Властивості таких систем досить складні, оскільки ці речовини відображають особливості вхідних у систему часток різної крупності і складу. Особливо значний вплив на властивості ґрунтів робить наявність у них колоїдної і глинистої (тонкодисперсних) частин.

Збільшення вмісту в ґрунті тонкодисперсних часток веде до значного збільшення їхньої сумарної поверхні, а отже, і до збільшення поверхні розділу між твердою, рідкою і газоподібною фазами в ґрунті. Це обумовлює розвиток складних явищ взаємодії між цими фазами.

Поверхня розділу фаз, що доводиться на одиницю об'єму речовини дисперсної фази, зростає в міру подрібнення останньої обернено пропорційно лінійним розмірам часток (табл. 1.1).



Характеристикою ступеня дисперсності ґрунту є його *питома поверхня* – відношення величини сумарної поверхні часток до займаного ними об'єму.

Частки, що мають поперечний розмір менше 0,2 мкм, прийнято називати *колоїдними*. Частки колоїдних розмірів можуть утримуватися в різних ґрунтах.

Таблиця 1.1

Зростання поверхні розділу фаз у залежності від кількості часток в одиниці об'єму ґрунту

Ступінь подрібнення часток	Розмір частки, мм	Кількість часток у 1 см <sup>3</sup>	Сумарна поверхня, м <sup>2</sup>
Грубодисперсні	10	1	$6 \cdot 10^{-4}$
	1	$10^3$	$6 \cdot 10^{-3}$
	0,01	$10^9$	$6 \cdot 10^{-1}$
Тонкодисперсні	0,001	$10^{12}$	6
	0,0001	$10^{16}$	60
Колоїдні	0,00001	$10^{18}$	600

Оскільки ці частки бувають неоднакового розміру, різного походження і різного хімічного і мінерального складу, то їх прийнято об'єднувати в одну групу під загальною назвою колоїдного комплексу ґрунту. Вивчення властивостей колоїдного комплексу має велике значення для розуміння природи і поведінки під навантаженням тонкодисперсної частини ґрунтів.

Здатність ґрунту до взаємодії з різними розчинами відіграє винятково важливу роль при розробці і практичному здійсненні різних методів зміцнення ґрунтів.

## 1.2. Склад мінеральної й органічної частин ґрунтів

**Склад мінеральної частини ґрунтів.** Різні гірські породи і ґрунти, що використовуються в будівельних цілях, складаються з безлічі мінералів. Мінерали – це природні хімічні сполуки, що утворилися в результаті геохімічних процесів. В даний час відомо близько 3000 мінералів. З них в утворенні гірських порід, важливих для будівництва, беруть участь не більше 25, які називають



породоутворюючими. Для кожної групи порід характерні свої породоутворюючі мінерали.

Мінеральний склад робить досить значний вплив на фізичні властивості і ступінь стійкості ґрунту в інженерних спорудах. Він різко міняється в залежності від вихідної сполуки гірської породи, ступеня її роздріблення, умов формування і залягання. Великоуламкові ґрунти складаються з уламків найбільш стійких і міцних гірських порід. Зі збільшенням ступеня роздріблення частки ґрунту перетворюються в окремі стійкі мінерали, наприклад кварц (перевага кварцу найбільше характерна для піщаних ґрунтів). У глинистих ґрунтах мінеральний склад істотно змінюється в результаті нагромадження в них глинистих мінералів і інших новоутворень.

Більшість мінералів представлено *кристалічною* речовиною. Атоми в кристалах розташовані закономірно – на зразок вузлів просторових ґраток у суворо визначеному порядку. Завдяки цьому мінерали найчастіше мають вигляд правильних багатогранників. Багато фізичних властивостей кристалічних тіл неоднакові в різних напрямках. Якщо мінерали не мають зовнішніх ознак правильної будови, їх називають *некристалічними* або *аморфними* (кремій і ін.). Однак некристалічних мінералів у природі дуже мало, а за допомогою точних методів аналізу (наприклад, рентгеноструктурного) можна установити, що атоми, що входять до складу каолініту й інших зовні аморфних мінералів, зв'язані між собою за принципом кристалічних ґраток. Класифікація мінералів ґрунтується на їхньому хімічному складі.

Алюмосилікати являють собою найбільш численний клас, що включає близько  $\frac{1}{3}$  усіх відомих мінералів. Вони складають приблизно 85% складу земної кори і найбільш характерні для різних ґрунтів, що використовуються у дорожньому будівництві.

Розпізнавання мінералів здійснюється за хімічним складом і фізичними властивостями, найголовнішими з яких є колір, твердість, спайність, блиск, характер злому й ін. Найбільше розповсюдження і значення мають наступні мінерали.

Польові шпати – порівняно міцні мінерали, практично нерозчинні у воді. У групу польових шпатів входить цілий ряд



кристалічних мінералів I класу (силікати), подібних за хімічним складом і близьких за фізичними властивостями.

Польові шпати характеризуються великою твердістю (6,0 за шкалою Мооса)\*, досконалою спайністю і добре помітним скляним блиском. Розрізняють два основних види польових шпатів: калієво-натрієві (ортоклази) і кальцієво-натрієві (плагіоклази). Ортоклази входять до складу гранітів, гнейсів, сієнітів і інших порід, часто в досить великих кількостях. При вивітрюванні польових шпатів в умовах повільного виносу з них лужних елементів можуть утворюватися гідрослюди.

Слюди – складні кислоти алюмосилікатів, до складу яких входять залізо, магній і калій. Розрізняють два основних їхні види: біотит (чорна слюда) і мусковіт (біла слюда).

Характерною рисою слюд є їх удосконалена спайність. Твердість 2...3, блиск прозорий або перламутровий, щільність 2,70...3,10 г/см<sup>3</sup>.

Кальцит (вапняний шпат) – мінерал вторинного походження; відноситься до II класу мінералів (карбонати).

За своєю будовою дуже подібний з галоїдами. Кальцит має чітко видимі кристали, що розпадаються при ударі в площинах спайності. Колір білий, іноді пофарбований домішками, блиск скляний, злам по спайності, щільність 2,70 г/см<sup>3</sup>, твердість 3. Зустрічається у великих скупченнях, утворюючи гірські породи – мармур і кристалічні вапняки.

Кальцит легко розпізнається своїм кипінням при дії 10% соляної кислоти в результаті виділення вуглекислоти.

Кварц – двооксид кремнію (SiO<sub>2</sub>) – відноситься до класу оксидів (III клас). Досить широко розповсюджений у природі. Найчастіше кварц безбарвний або білий, але може бути пофарбований у різні кольори. Твердість 7, спайність відсутня, блиск скляний, злам раковистий, щільність 2,60 г/см<sup>3</sup>. Кварц – один з головних і найбільш міцних мінералів багатьох магматичних порід. У метаморфічних породах (наприклад, кварцитах) і в пухких уламкових (кварцових пісках) вміст цього мінералу доходить майже до 100%. У чистому виді кварц зустрічається іноді у формі жил серед інших гірських порід. У фізичному і хімічному відношенні є досить стійким мінералом.

\*Нижче твердість наведена за шкалою Мооса





Прозорий кристалічний різновид кварцу називають гірським кришталем.

Гіпс ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) відноситься до VI класу мінералів (сульфати). Кристалічний мінерал, найчастіше білого, іноді сірого, жовтого або рожевого кольору. Твердість 2; блиск скляний, іноді перламутровий; спайність досить удосконалена; щільність 2,30 г/см<sup>3</sup>. Гіпс характеризується помітною розчинністю (2...7 г/л).

При значному збільшенні ступеня подрібнення в найбільш тонкій (глинистій) частині ґрунтів часто переважають вторинні шаруваті алюмосилікати (у меншій мері феросилікати), так названі *глинисті мінерали*, що представляють собою продукт хімічної зміни первинних мінералів – польових шпатів, слюд і ін. Їм властивий високий ступінь дисперсності і гідрофільності. Особливо варто зупинитися на глинистих мінералах високого ступеня подрібнення, що відіграють велику роль у різних властивостях і поведінці глинистих ґрунтів. У залежності від вмісту і складу глинистих мінералів різко змінюються міцність, набухання, пластичність, липкість, зв'язність, обмінна і водоутримуюча здатність та інші властивості ґрунтів.

Для більшості глинистих мінералів характерні загальні зовнішні ознаки: зустрічаються винятково у вигляді дуже дрібних кристалів, розмір яких не перевищує декількох мікрометрів і зазвичай, вимірюється десятими і сотими частками мікрометра; кристали мають слюдоподібну, тобто пластинчасту (рідше голчасту), форму; мають досить важливу властивість – поглинальну або обмінну здатність; у складі мінералів присутня хімічно зв'язана вода, що виділяється лише при температурі сто градусів.

Для глинистих мінералів характерно шарувата будова і тому їх називають шаруватими алюмосилікатами.

Звичайно, глини складаються з тонких пластинок, лусочок або іншої форми часток. Розміри пластинок рідко перевищують 10 мкм, а зазвичай, складають 1 мкм і менше.

За сукупністю ознак численні глинисті (колоїдно-дисперсні) мінерали розділяють на три основні групи: 1 – каолініт; 2 – монтморілоніт; 3 – гідрослюда.

Каолініт – відносно стійкий мінерал, що утримується в досить великій кількості в багатьох глинистих ґрунтах. Це найпростіший

глинистий мінерал кристалічної будови, що складається з одного тетраедричного і одного октаедричного шарів.

У порівнянні з іншими глинистими мінералами каолініт, так само як і галуазіт, що входить у цю групу мінералів, володіє невеликим набуханням при зволоженні водою і малою обмінною здатністю. Катіонний обмін відбувається лише на зовнішніх гранях кристалів.

Монтморілоніт – досить типовий тришаровий глинистий мінерал. Кристалічна його ґратка при зволоженні може розширюватися в результаті розсунення шарів. Крім води, в міжкульковому просторі (між шарами) можуть утримуватися обмінні катіони. Обмінна здатність монтморілонітів досягає 80... 100 мг/екв і більш на 100 г. Катіонний обмін відбувається як по зовнішніх гранях кристалів, так і в міжкульковому просторі кристалічних ґраток, і тому в останньому випадку протікає дуже повільно.

На відміну від каолініту монтморілоніт характеризується більш високою дисперсністю (подрібненням) часток, надзвичайно великою пластичністю і здатністю в 10...20 разів збільшувати свій об'єм при зволоженні, а також ряд інших особливостей. Наявність у ґрунтах великої кількості монтморілоніта (наприклад, у солонцюватих ґрунтах) при зволоженні негативно діє на ґрунт: з'являється надмірна липкість, сильне набрякання і звідси втрата несучої здатності. Розміри мінералів монтморілоніта, як правило, не перевищують 1 мкм.

Гідрослюди (іліт і ін.) – тришарові глинисті мінерали, елементарні агрегати яких побудовані так само, як і в монтморілоніта. Однак за своїми властивостями ця група глинистих мінералів істотно відрізняється від груп монтморілоніту і каолініту. Різниця полягає в тім, що в тетраедрах іліта частина кремнію (до 1/4) завжди заміщена алюмінієм, внаслідок чого утворюється негативний заряд, що компенсується іонами калію. Міжкулькова вода в ілітах зазвичай відсутня, тому що іони калію міцно зв'язують агрегати між собою. Ця група мінералів відрізняється великою мінливістю хімічного складу. Мінерали групи гідрослюд за своїми властивостями займають проміжне місце в порівнянні з властивостями мінералів груп монтморілоніту і каолініту.



**Склад органічної частини ґрунтів.** На дуже великій протяжності споруджуваних доріг будівельники для влаштування земляного полотна часто застосовують верхні шари ґрунтів, які представляють собою характерні природно-історичні утворення, що містять у більшій або меншій кількості органічні (гумусові) речовини. Органічні речовини, що знаходяться в ґрунті (у ґрунтах), є істотною його частиною і найважливішим фактором, що обумовлює основну якість ґрунту – його родючість. Цю важливу якість ґрунту будівельники використовують при створенні уздовж доріг снігозахисних смуг з деревинної і чагарникової рослинності, а також при зміцненні укосів земляного полотна й узбіч трав'яним покривом. Однак деякі властивості органічної речовини ґрунту часто є негативними при зведенні земляного полотна. Наявність органічних (перегнійних) речовин додає ґрунтові надмірну вологемність і пластичність. Такі ґрунти сильно набухають і характеризуються незначною водопроникністю і водовіддачею.

У залежності від стану, у якому знаходяться органічні речовини, вони носять назву торфу або гумусу. *Торф* являє собою грубу напіврозкладену масу рослинних залишків, у яких ще можна розрізнити будову речовин, що були продуктами його утворення. *Гумусом* прийнято називати складний комплекс органічних сполук ґрунту, що утворився в результаті складних біохімічних перетворень, зв'язаних з життєдіяльністю різних організмів.

### **1.3. Колоїдно-хімічні властивості і поглинальна здатність ґрунтів**

**Колоїдно-хімічні властивості ґрунтів.** При подрібненні якої-небудь речовини до розміру часток  $0,0001$  мм і менше сумарна поверхня таких дрібних часток у  $1 \text{ см}^3$  буде обчислюватися десятками і сотнями квадратних метрів (див. табл. 1.1). При найтоншому подрібненні речовини, коли сумарна поверхня досягає значної величини, вона починає відігравати домінуючу роль у поведінки цієї речовини, що буде проявляти властивості колоїду.

Колоїдні частки зберігають твердий, рідкий або газоподібний стан, у якому би середовищі вони не знаходилися. Ці частки відділені від навколишнього середовища поверхнею розділу.



Існування поверхні розділу – основна якісна відмінність колоїдних систем від істинних розчинів.

Найтонше подрібнення, наявність величезної сумарної поверхні в невеликому об'ємі речовини (див. табл. 1.1) і здатність до поглинання (адсорбції) інших речовин у поверхневому шарі – істотні ознаки колоїдних систем. Однією з найбільш важливих особливостей колоїдних часток є те, що вони несуть електричний заряд, що відіграє велику роль при формуванні ґрунтів і в значній мірі обумовлює розмаїтість їхніх властивостей.

Більшість ґрунтових часток у природному стані заряджено негативно, що пояснюється присутністю на їх поверхні аніонів, котрі входять у їхні кристалічні ґратки. Негативно заряджена частка (міцела) і навколишні її катіони утворюють подвійний електричний шар. Катіони, що складають зовнішній шар, здатні обмінюватися на катіони розчину, з яким стикається колоїдна частка, причому обмін цей відбувається в еквівалентних відношеннях.

Загальна кількість обмінних катіонів, якщо виразити його в г-екв на 100 г колоїду (або ґрунту, що містить колоїди), – величина постійна, що не залежить від природи катіона. Ця величина називається *катіонною ємністю обміну колоїду* і виражається в міліграм-еквівалентах (мг-екв) на 100 г колоїду або ґрунту, що містять колоїди. Сума всіх катіонів при повному насиченні ними колоїду або ґрунту, виражена в мг-екв на 100 г, дорівнює *ємності обміну*.

Чим більший заряд часток, тим стійкіша колоїдна система. Як тільки частки втрачають свій заряд і стають нейтральними, то навколишні їхні водні оболонки руйнуються, частки збираються в грудки і виділяються з розчину – колоїдна система руйнується. Процес, зв'язаний із втратою електричного заряду і злиттям окремих часток у грудки, називається *коагуляцією*. Часто коагуляція відбувається в результаті підвищення концентрації електролітів в розчині, що оточують частинки так, що при цьому зменшується товщина ущільнених оболонок навколо колоїдних часток і частки легко злипаються між собою.

Збільшення заряду колоїдної системи робить її більш стійкою і призводить до явища, протилежного коагуляції. Процес роз'єднання, розпилення колоїдних часток, згорнутих у грудки, називається *пептизацією*.



Процеси пептизації і коагуляції колоїдних речовин широко поширені в товщі ґрунтів і приводять до виносу речовин з одних місць і до нагромадження їх в інших. Вивчення цих процесів дозволяє не тільки розкрити істину історію формування ґрунтів, але, що особливо важливо, допомагає здійснювати корінне перетворення властивостей ґрунтів у бажаному для будівництва напрямку.

Найчастіше в ґрунтах у колоїдному стані знаходяться кремнієва кислота, гідроксид заліза й алюмінію, перегнійні речовини і глинисті мінерали.

У зв'язку з переважним вмістом кремнію (у вигляді простих і складних силікатів і алюмосилікатів) у сучасній корі вивітрювання в багатьох ґрунтах може знаходитися в колоїдному стані кремнієва кислота. Гелі кремнієвої кислоти відносяться до ненабухаючих і при висушуванні несуттєво зменшують свій об'єм. При повторному насиченні колоїди кремнієвої кислоти в ґрунтах несуть негативний заряд.

У природі широко поширені гідроксиди заліза. Збагачення ними ґрунтів відбувається в результаті гідратації продуктів хімічного вивітрювання залізовмісних мінералів. Так утворюється мінерал лімоніт або бурий залізняк ( $2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ ), що постійно зустрічається в будові ґрунтів.

Наявність у ґрунтах гумусових речовин у колоїдному стані різко впливає на властивості ґрунтів. Це пов'язано зі здатністю гумусу зв'язувати велику кількість води, що сприяє збільшенню набухання ґрунтів. У піщаних же ґрунтах наявність гумусу додає їм деяку зв'язність.

Найбільше тонко роздрібнена (дисперсна) частина ґрунтів збагачена глинистими мінералами. При подрібненні часток до 0,1 мкм ця найбільш активна частина ґрунту набуває характерних властивостей, що характерні колоїдному стану речовини: здатність до набухання, коагуляції, іонному обміну, поглинанню тощо.

Найчастіше глинисті мінерали заряджені негативно і при звичайних температурах, їхні колоїди зворотні, але при більш високих температурах вони стають незворотніми, тобто втрачають здатність до поглинання води, набухання і переходу в стан золя.

*Тиксотропність* ґрунтів. Деякі види сильно зволжених ґрунтів під впливом механічної дії (вібрації, струшуванні, перемішуванні)



здатні розріджуватися і переходити з в'язкопластичного стану в рідиннотекуче, а через деякий час повертатися в попередній гелеподібний стан без зменшення вологості. Таке явище властиве багатьом колоїдним системам і називається тиксотропністю.

Механізм тиксотропних явищ полягає в тому, що у випадку певного механічного впливу на колоїдну систему зв'язана вода переходить у вільний стан. При цьому водні оболонки в місцях колишніх контактів різко товстіють і частково або цілком екранують молекулярне зчеплення, внаслідок чого структурні зв'язки між частками порушуються і колоїдна система (у даному випадку тонкодисперсний ґрунт) швидко розріджується.

Перехід ґрунту в тиксотропний стан (перехід дисперсної системи з гелю в золь) відбувається під впливом динамічних, а особливо вібраційних навантажень і різким зниженням механічної міцності ґрунту. Згущення ґрунту (тобто перехід золя в гель) після припинення дії факторів, що викликали тиксотропне розрідження, відбувається з різною швидкістю. Тривалість згущення  $t$ , що необхідна для переходу системи з золю в гель, приймають за показник тиксотропних властивостей. Чим більш виражені тиксотропні властивості, тим менше величина  $t$ .

Здатність ґрунтів до тиксотропії використовують у будівництві для занурення палей методом віброзануренням. Віброзанурення палей у глинистих ґрунтах у результаті тиксотропного розрідження ґрунту в момент занурення палей в багато разів знижує час і витрати механічної енергії в порівнянні зі звичайними ударними методами занурення.

Останнім часом при бурінні геологорозвідувальних свердловин знаходить широке застосування метод віробуріння. Ґрунт, якому передаються високочастотні коливання через наконечник бурового комплексу, при струсі розм'якшується, внаслідок чого буровий комплект легко занурюється в ґрунт під дією власної маси і маси вібратора. Продуктивність робіт з бурінням свердловини при цьому різко зростає.

*Поглинальна здатність ґрунтів.* Однієї з найбільш характерних особливостей ґрунтів, що містять тонкодисперсні частки, є їхня здатність поглинати своєю поверхнею речовини з навколишнього розчину або суспензії. При цьому можуть затримуватися не тільки розчинені, але і скаламучені у воді речовини.



У залежності від способу поглинання речовин розрізняють кілька видів поглинальної здатності ґрунтів: механічну, фізичну, хімічну, фізико-хімічну.

*Механічна поглинальна здатність* пов'язана з пористістю ґрунту і виражається в його здатності затримувати частки, що знаходяться у воді при її фільтрації. При цьому затримуються не тільки частки, більший діаметр яких крупніший діаметра пор, але і більш тонкі, що потрапили в замкнуті або скривлені пори.

Як показують дослідження, механічне поглинання відіграє важливу роль у замуленні пористих водопроникних ґрунтів, наприклад, піску в штучних основах дорожніх одягів. Процес замулення призводить до зменшення фільтрації піщаного дренажного шару, у результаті чого знижується міцність дорожнього одягу.

*Фізична поглинальна здатність* ґрунтів пов'язана з наявністю вільної поверхневої енергії на розділі зіткнення їхніх часток з водою або водними розчинами і з явищами поверхневого натягу. Вона виражається в збільшенні або зменшенні концентрації на поверхні ґрунтових часток молекул різних сполук, розчинених у воді. При цьому відбувається зменшення вільної поверхневої енергії дисперсної системи. У результаті фізичного поглинання на поверхні ґрунтових часток утворюються адсорбційні плівки з молекул, властивості котрих значною мірою впливають на стійкість ґрунту в цілому. Фізично можуть поглинатися і колоїди внаслідок їхньої коагуляції.

*Фізико-хімічна (обмінна) поглинальна здатність*, у результаті прояву якої ґрунт різко змінює хімічні, фізичні і механічні властивості, має особливо важливе значення. Обмінна здатність полягає в тому, що ґрунти мають властивість обмінювати в еквівалентних співвідношеннях катіони ( $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Na}^{+}$  і ін.) на катіони розчинів. У процесі катіонного обміну, широко розповсюдженого в природних умовах, у залежності від складу речовин, що знаходяться в ґрунтовому розчині, змінюються фізико-механічні властивості ґрунтів. Фізико-хімічне поглинання відіграє винятково важливу роль при вирішенні питань, що пов'язані зі зміцненням ґрунтів мінеральними й іншими в'язучими матеріалами.



**Хімічна поглинальна здатність** виражається в поглинанні розчинних речовин з утворенням у ґрунтах нерозчинних або малорозчинних солей, що відіграє велику роль при зміцненні ґрунтів цементами або вапном.

#### 1.4. Структура ґрунтів

При вивченні і характеристиці властивостей ґрунтів у випадку їхнього використання в будівельних цілях, врахування особливостей структури ґрунтів і особливо глинистих (тонкодисперсних) має важливе значення. Поняття про структуру і структурні зв'язки істотно доповнює представлення про ґрунти як дисперсні системи. Об'єднання окремих часток ґрунту в агрегати різної крупності і конфігурації призводить до зміни дисперсності ґрунту й істотно впливає на міцність, водопроникність, набухання й інші його властивості. Ступінь виразності, міцність, форма і взаємне розташування структурних агрегатів відображують процеси, що протікають у масі ґрунту, і часто служать важливою ознакою, що характеризує колоїдно-хімічні і фізико-механічні властивості ґрунту.

Під структурою ґрунту (або породи) розуміють розмір, форму, характер поверхні, кількісне співвідношення елементів, що складають ґрунт, (окремих часток і агрегатів) і характер взаємозв'язку їх один з одним. Структуру ґрунту поділяють на макроструктуру і мікроструктуру.

Під *макроструктурою* розуміють всі особливості макроскладу глинистих і пилюватих порід. При цьому форма і розміри структурних елементів (грудок, призм, стовпчиків, зерен, лусочок і інше.), а також тріщинуватість і пористість добре розрізняються неозброєним оком.

*Мікроструктура* ґрунту характеризується розміром, формою, а також кількісним співвідношенням первинних тонкодисперсних часток або мікроагрегатів, і характером їхньої поверхні.

Розмір мікроструктурних елементів (мінеральних зерен, уламків) не перевищує 5 мкм, і тому їхнє вивчення можливе лише за допомогою електронного мікроскопа або спеціальної рентгенівської зйомки.





Мікроструктурні елементи, що представляють собою дисперсні (глинисті) мінерали або найтонші уламки породи, здатні у певних природних умовах до склеювання або цементації. У результаті цього можуть утворюватися *мікроагрегати*, розміри яких не перевищують 0,5 мм. Міцність мікроагрегатів буває настільки велика, що зв'язки котрі утворилися між окремими частками можуть бути зруйновані лише в результаті хімічної або фізичної обробки.

В основі міцності макроструктури широко розповсюджених у природі ґрунтів, наприклад, глинистих і лесових, лежать мікроструктура і структурні зв'язки в ґрунтах. Структурні зв'язки, що виникають у ґрунтах, є найважливішою характеристикою, що обумовлюють поведінку ґрунту в інженерних спорудах, у тому числі в земляному полотні і основах штучних споруд на автомобільних дорогах. Структурні зв'язки в ґрунтах формуються в результаті досить тривалих і складних фізико-хімічних процесів, що протікають у природі.

Міцність і характер структурних зв'язків багато в чому залежать від стану гірської породи (ґрунту). Відомо, наприклад, що межа міцності при стисканні глин у сухому стані може досягати ~10 МПа. Ті ж глини при сильному їхньому зволоженні втрачають свою міцність і являють собою легкодеформуючу пластичну або текучу масу. Тому при інженерно-геологічному вивченні ґрунтів поряд з визначенням їх складу, віку і генезису завжди необхідно враховувати стан ґрунту (його вологість, будову, щільність) у кожен конкретний момент часу (період року) і прогнозувати його властивості з урахуванням цього стану.

#### ***Питання для самоконтролю***

1. Який процес називається коагуляцією ґрунтів?
2. Що таке пептизація ґрунтів?
3. Що таке тиксотропність ґрунтів?
4. Охарактеризуйте механізм поглинальної здатності ґрунтів.
5. Що розуміють під структурою ґрунтів?
6. Що розуміють і чим характеризується макроструктура та мікроструктура ґрунту?



## 2. ЗЕРНОВИЙ СКЛАД ҐРУНТІВ

### 2.1. Форма і розмір ґрунтових часток, їх властивості

Гірські породи, що об'єднані в будівельних цілях загальною назвою ґрунти, складаються з окремих кристалів або уламків гірських порід, зцементованих у міцну монолітну масу або з часток, не зв'язаних між собою міцними кристалізаційними зв'язками. Розмір уламків у цих породах і ґрунтах може змінюватися від десятків сантиметрів до долі мікрметра. Зміна розмірів часток або уламків, що складають різні ґрунти, в значній мірі впливає на фізичні, механічні і інші властивості ґрунтів. Особливо суттєво розмір, а також і форма часток уламкового матеріалу позначаються на властивостях ґрунтів без жорстких зв'язків. При вивченні останніх розмір уламків і їхнє кількісне співвідношення в ґрунті (породі) є однією з найважливіших класифікаційних ознак.

У залежності від переважного розміру уламків серед дисперсних ґрунтів виділяють: великоуламкові, піщані та глинисті.

У вітчизняній і закордонній літературі велика увага приділяється класифікації уламків осадових порід (ґрунтів) за їхніми розмірами. У дорожньому і аеродромному будівництві з метою класифікації ґрунтів прийнято робити розподіл часток ґрунту за їхньою крупністю на чотири фракції: гравійну, піщану, пиловату і глинисту.

Гравійні частки (розміром 20...2 мм) являють собою окатані уламки гірських порід, що не володіють зв'язністю в сухому стані. Водопроникність таких часток досягає  $> 100$  м/добу); капілярне підняття і переміщення води відсутнє. Гравійні частки при наявності їх у ґрунті в кількості  $>30\%$  додають скелетність, міцність і стійкість ґрунтового мінерального складу їх досить різний.

Піщані частки (розміром 2,0...0,05 мм) являють собою звичайно окатані уламки мінералів і рідше уламки порід. Такі частки легко виявляються в породі при візуальному огляді. Піщані частки не мають зв'язності в сухому стані і не набухають у воді. Водопроникність їх значна, капілярне підняття невелике. Усадка, пластичність і липкість відсутні.

Розміри гравійних (щебенистих), а також піщаних часток, як зазначено було вище, встановлені з міркувань врахування



мінерального і петрографічного складу таких часток і їх фізичних властивостей.

У виробничих умовах при розробці гравійних родовищ або при подрібненні кам'яних матеріалів і розсіву їх на окремі фракції границею між гравійними (щербенистими) і піщаними частками прийнято вважати не 2, а 5 мм. Це зроблено з наступних міркувань. Просівання часток через сита з отворами 5 мм при одержанні піщаних фракцій відбувається значно швидше і продуктивніше, ніж через сита з отворами 2 мм. При цьому приєднання часток розміром 2..5 мм до більш дрібних піщаних фракцій істотно поліпшує фізичні і механічні властивості піску в цілому. З іншого боку, виділення часток розміром 2...5 мм із загальної маси гравію (або щебеню) поліпшує фізичні і механічні властивості цих матеріалів.

Пилуваті частки (розміром 0,05...0,005 мм) за мінеральним складом являють собою чистий кварц, рідше польові шпати й інші мінерали. Дрібнопилуваті частки складаються звичайно з атмосферної кремнієвої кислоти. Пилуваті частки характеризуються вкрай слабкою зв'язністю в сухому стані, у воді не набухають або ж набухають досить незначно, непластичні, здатні у відносно короткий час підняти по капілярах воду на висоту до 3 м. Пилуваті частки відрізняються від піщаних здатністю легко переходити в пливунний стан. Водопроникність ґрунтів, що складаються з пилуватих, особливо дрібних пилуватих часток, дуже незначна.

Глинисті частки (розміром менше 0,001 мм) є найбільш активною тонкодисперсною частиною ґрунтів і являють собою в більшості випадків суміш мінералів каолініту, монтморілоніту, гідрослюд, гідроксидів заліза і марганцю, кварцу, а також тонких часточок гумусових речовин. Ґрунти, що містять у великій кількості глинисті частки, практично водонепроникні, мають велику вологемність і сильно набухають у воді. На відміну від більш великих фракцій глинисті частки в сухому стані мають зв'язність. Пластичність, липкість, набухання, водоутримуюча й адсорбційна здатність глинистих часток проявляється дуже сильно.



## 2.2. Поняття про зерновий і мікроагрегатний склад ґрунтів

*Зерновим складом* ґрунту називають відносний вміст за масою часток ґрунту різної крупності, виражене у відсотках до загальної маси сухого ґрунту.

У залежності від розмірів частки ґрунту розділяють на окремі фракції. Кожна фракція включає частки, розмір яких змінюється у визначених межах, наприклад, від 2 до 1 мм, від 0,5 до 0,25 мм тощо.

Для визначення зернового складу ґрунтів роблять аналіз, що полягає в поділу наважки ґрунту на складові елементи – від самих крупних (розміром у кілька міліметрів) до дуже малих (розміром у тисячні долі міліметра) і наступному ваговому визначенні вмісту окремих груп часток. Потім знаходять процентне відношення кожної фракції до загальної величини наважки.

Зерновий склад є однією з найважливіших характеристик ґрунту, що має істотне значення для оцінки його фізико-механічних властивостей при використанні його на будівництві доріг.

Коли в ґрунті поряд з первинними безначають і вторинні більш великого розміру частки, тобто природну, але вторинного порядку дисперсність, тоді ґрунт характеризується не тільки зерновим, але і мікроагрегатним складом. Мікроагрегатний склад відображає ступінь дисперсності ґрунту при даних природних умовах його залягання, і тому цей показник повинен бути використаний для характеристики структурних зв'язків у ґрунті (породи).

## 2.3. Методи визначення зернового складу ґрунтів

Частки ґрунту, близькі за своїми розмірами, прийнято об'єднувати у певні групи, що називають фракціями зернового складу ґрунту. Сполучення різних фракцій визначає зерновий склад ґрунту. Зерновий склад показує, якого розміру й у якій кількості утримуються ті або інші фракції в ґрунті, що дає можливість правильно класифікувати ґрунти й одержувати орієнтоване уявлення про їхні властивості.

В даний час у практиці лабораторних випробувань застосовують методи аналізу зернового складу ґрунтів, заснованих на різних принципах. Нижче надається короткий виклад лише тих принципів і



методів, що одержали найбільше широке поширення в дорожньо-будівельних лабораторіях.

**Метод просівання через сита (ситовий метод).** За цим методом безпосередній поділ часток ґрунту за крупністю роблять шляхом просівання його через набір сит з отворами різного діаметра – 25; 20; 15; 10; 5; 2; 1,0; 0,5; 0,25; 0,1 мм. Залишки на ситах зважують і відносять до загальної наважки ґрунту. Ситовий метод застосовують в основному для визначення вмісту часток різної величини у великоуламкових і піщаних ґрунтах.

**Метод відмулювання.** Заснований на врахуванні швидкості падіння часток у спокійній воді або іншій рідині після її змулювання. Чим більший діаметр часток, тим швидше вони осідають у воді. Так, частки розміром 0,05 мм осідають у воді зі швидкістю 1 см за 5 сек, тоді як час падіння часток розміром 0,001 мм на глибину 1 см складає 3 год. 28 хв.

Методами відмулювання часток у спокійній воді найбільше доцільно користуватися для визначення зернового складу дрібних піщаних, супіщаних і суглинистих ґрунтів. При цьому звичайно роблять визначення вмісту наступних фракцій часток: 0,25...0,05; 0,05...0,01 і <0,01 мм.

Для ґрунтів, що містять значну кількість глинистих часток (<0,001 мм), методи відмулювання застосовують дуже рідко через мізерно малу швидкість осідання часток цього розміру, а отже, тривалого часу, необхідного на проведення одного аналізу.

**Метод відбору проб суспензії піпеткою (піпетковий метод).** Як і метод відмулювання, піпетковий метод відбору проб суспензії з певної глибини через визначені терміни також заснований на врахування швидкості падіння часток у спокійній воді. Для проведення аналізу змулюють ґрунтову суспензію і залишають її в спокої на деякий час, після чого піпеткою (об'ємом 20...30 см<sup>3</sup>) з певної глибини відбирають пробу суспензії. Така проба містить тільки ті частки, що не встигли осісти за зазначений час відстоювання. При наступних пробах, взятих піпеткою через значні проміжки часу від початку відстоювання суспензії, одержують більш дрібні частки. Визначаючи масу висушених проб і знаючи розмір відібраних часток (що обчислюється за тривалістю відстоювання суспензії і глибини відбору проб), після перерахунку



одержують дані про вміст часток цього розміру у всьому об'ємі суспензії.

**Ареометричний метод.** При цьому методі роблять виміри щільності суспензії, що відстоюється, ареометром через певні проміжки часу. Щільність, що встановлена ареометром, залежить від вмісту в суспензії зважених твердих часток. Одержавши значення щільності через певні проміжки часу, за допомогою розрахункових формул або номограм визначають кількість часток, що утримуються в ґрунті, певної крупності.

При проведенні аналізу зернового складу піпетковим (у різних його модифікаціях) або ареометричним методом для розрахунку швидкості падіння часток різних розмірів у суспензії ґрунту після її збовтування користуються формулою Стокса або таблицями швидкості падіння часток. Піпетковий і ареометричний методи широко застосовують для проведення аналізу зернового складу і мікроагрегатного аналізу глинистих ґрунтів. Ці методи прості і надійні в користуванні, теоретично обґрунтовані і виконуються за допомогою простої апаратури. Однак у них багато умовностей, і тому результати визначення істотно залежать від методу підготовки проби до аналізу, температури й інших факторів.

**Графічні методи зображення зернового складу.** Результати гранулометричного аналізу ґрунтів для більшої наочності, а також для полегшення відповідних розрахунків зводять у таблицю або будують графіки. Найчастіше зерновий склад ґрунту зображують у вигляді сумарної кривої (крива накопичення). У цьому випадку ординати сумарної кривої відповідають не змістові окремих функцій, а сумі фракцій часток менших певного діаметру. Для побудови кривої по осі ординат відкладають сумарний відсоток вмісту фракцій від 0 до 100, а по осі абсцис — логарифми діаметрів часток. Для нанесення сумарної кривої зернового складу користуються звичайно готовою сіткою, побудованою в напівлогарифмічному масштабі. На одну і ту ж сітку можна наносити кілька кривих для різних різновидів ґрунтів (рис. 2.1).

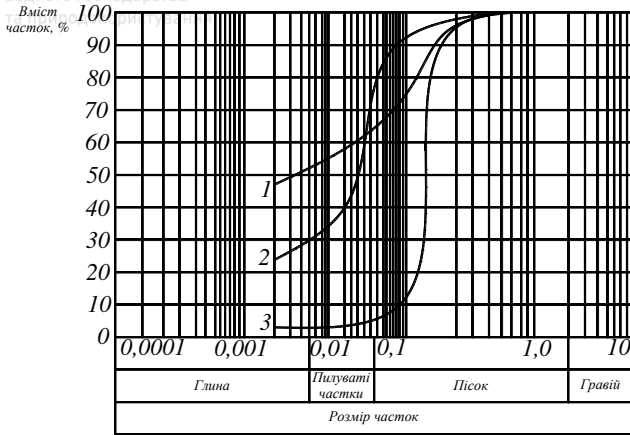


Рис. 2.1. Графічне зображення зернового складу у вигляді сумарної кривої: 1 — глина; 2 — пилуватий суглинок; 3 — пісок

По сумарній кривій можна знаходити так званий діючий (ефективний) діаметр часток ґрунту в мм ( $d_{10}$ ), що представляє собою вміст у ґрунті в кількості 10% часток меншого розміру. Цю умовну величину використовують при розрахунках коефіцієнта фільтрації за даними аналізу зернового складу.

Іноді на кривій накопичення виділяють також розмір часток у мм, дрібніше якого в ґрунті утримується 60% ( $d_{60}$ ). Відношення  $d_{60}/d_{10}$  називають ступенем або *коефіцієнтом неоднорідності*  $C_u$ . Чим більше  $C_u$ , тим більше різномірним за зерновим складом є ґрунт.

Піски зі ступенем неоднорідності  $C_u > 3$  варто вважати неоднорідними; з  $C_u \leq 3$  — однорідними.

Графічне зображення зернового складу різних ґрунтів дозволяє наочно і швидко робити їхнє порівняння і вирішувати деякі практичні задачі по штучній зміні складу ґрунтів.



## 2.4. Класифікація ґрунтів за зерновим складом

Зерновий склад є дуже важливою ознакою для класифікації ґрунтів, що використовуються при будівництві автомобільних доріг. На основі результатів визначення зернового складу ґрунтів роблять угруповання елементарних часток (з урахуванням їх розміру і властивостей) з метою поділу ґрунтів на класи, види і різновиди. Для цього використовують класифікації зернового складу ґрунтів, які можна поділити на загальні, у задачу яких входить найбільше охоплення різних типів (або класів) ґрунтів, і часткові, розроблені для якого-небудь одного типу (або класу) ґрунтів.

У залежності від кількості фракцій зернового складу, властивості котрих беруться в основу класифікації, їх називають двох-, трьох- і чотиричленими класифікаціями.

Серед загальних класифікацій найбільше практичне застосування знайшла спочатку тричленна, а потім чотиричленна класифікація проф. В. В. Охотіна, розроблена з урахуванням вимог і специфічних умов дорожнього будівництва. Ці класифікації були побудовані на основі різнобічного вивчення фізичних і механічних властивостей різних фракцій і сумішей зернового складу. Цінність класифікацій В. В. Охотіна полягала в тому, що вони були побудовані на кількісному врахуванні глинистих часток, котрі містяться в ґрунтах, що у багатьох випадках впливають на властивості і поведінку дисперсних ґрунтів в інженерних спорудах.

Назва видів і різновидів ґрунту за тричленими класифікаціями встановлювали в залежності від кількісного вмісту в ґрунті глинистих, пилуватих і піщаних часток.

Відомі труднощі у визначенні зернового складу глинистих ґрунтів (наприклад, прийняття для розрахунків швидкості падіння часток кулястої форми і середньої щільності часток), а також велика залежність результатів аналізу зернового складу від способу підготовки проби ґрунту до аналізу знижують практичне значення класифікацій, побудованих тільки на даних аналізів зернового складу.

З огляду на це, у даний час відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 «ґрунти. Класифікація» при проектуванні і будівництві автомобільних доріг прийнято, класифікувати осадові





незцементовані великоуламкові і піщані ґрунти, позбавлені твердих зв'язків між частками, на основі даних ситового (зернового) складу (табл. 2.1).

Таблиця 2.1

Різновиди уламкових ґрунтів

Різновиди ґрунту	Розмір часток, мм	Вміст у масі сухого ґрунту, %	Різновиди ґрунту	Розмір часток мм, крупніше	Вміст у масі сухого ґрунту, %
Великоуламкові			Піщані		
Валунний (при перевазі неокатанних каменів –глибовий)	200	>50	Пісок:		
Галечниковий (при перевазі неокатанних часток – щербистий)	20	>50	гравіюватий	2	>25
Гравійний (при перевазі неокатаних часток –дресвяний)	2	>50	крупний	0,5	>50
			середньої крупності	0,25	>50
			дрібний	0,1	>75
			пилуватий	0,1	<75

Великоуламкові і піщані ґрунти характеризуються відсутністю зв'язності. Вони сипучі в сухому стані і не володіють пластичністю при зволоженні. Число пластичності цих ґрунтів < 1. Визначення таких показників, як число пластичності і вміст піщаних фракцій, доступно для виробничих лабораторій і не вимагає складного устаткування. У зв'язку з цим доцільно використовувати їх для оцінки специфічних вимог дорожнього й аеродромного будівництва.

Виходячи з зазначеного, глинисті ґрунти розділяють на різновиди, з огляду на числові значення двох показників: вмісту піщаних часток у даному ґрунті і числа пластичності ґрунту як показника його глиності (табл. 2.2).



Різновиди глинистих ґрунтів

Різновиди ґрунтів		Вміст піщаних часток, % за масою	Число пластичності	Вміст глинистих частинок за масою, %
Супісок	Піщаний	$\geq 50$	1...7	3-10
	Пилуватий	$< 50$	1...7	3-10
Суглинок	Легкий піщаний	$\geq 40$	7... 12	10-30
	Легкий пилуватий	$< 40$	7...12	10-30
	Важкий піщаний	$\geq 40$	12...17	10-30
	Важкий пилуватий	$< 40$	12...17	10-30
Глина	Легка піщаниста	$\geq 40$	17...27	$> 30$
	Легка пилувата	$< 40$	17...:27	$> 30$
	Важка	Не регламентується	$> 27$	$> 30$

Число пластичності (див. розділ 3.3) є комплексним об'єктивним показником, що сумарно показує глинистість і фізико-хімічний стан тонкодисперсної частини ґрунту. Важливою перевагою цього показника є те, що при його визначенні не доводиться вдаватися до порушення властивостей і складу ґрунту, що доводиться робити при виконанні аналізів зернового складу.

Характеристика дисперсності і класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності не виключає додаткового визначення зернового і мікроагрегатного складу глинистих ґрунтів, якщо це вимагає практика.

Великоуламкові і піщані ґрунти характеризуються хорошою водопроникністю, відсутністю або ж дуже малою капілярністю. Їх



застосовують як дренальний матеріал, зернових добавок або заповнювачів у цементному або асфальтовому бетоні (якщо вони відповідають технічним вимогам). Піщані пилюваті ґрунти в сухому стані також незв'язні. При зволоженні вони переходять у пливунний стан. Як дренальний матеріал вони мало придатні.

*Супісок піщаний* має відносно сприятливі властивості і використовуються як матеріал проїжджої частини ґрунтових доріг і в основах дорожніх покриттів. Вони малопластичні або непластичні. У сухому стані володіють достатньою зв'язністю, швидко просихають, не набухають і не мають липкості. Ці ґрунти стійкі в сухому і вологому станах, тому що поєднують позитивні сторони піщаних (велике внутрішнє тертя і гарну водопроникність) і глинистих (зв'язність у сухому стані) часток.

*Супісок пилюватий* характеризується перевагою пилюватих часток. У сухому стані малозв'язні, сильно пилять. При зволоженні швидко розмокають і переходять у пливунний стан. Відносно швидко і на велику висоту в них піднімається капілярна вода (до 3 м), що в ряді випадків сприяє утворенню пагорбів на дорогах. Мають малу пластичність і погану водопроникність. Для дорожніх споруд такі ґрунти досить несприятливі, особливо супіски важкі пилюваті. До цієї групи ґрунтів відносяться також деякі види лесів.

*Суглинки легкі піщані* відрізняються зв'язністю і незначною водопроникністю. Пластичність, липкість, набухання і капілярні властивості виявляються досить помітно, особливо зі збільшенням кількості глинистих часток.

*Суглинок легкий пилюватий і супісок пилюватий* за властивостями близькі один до одного. Велика висота капілярного підняття води і здатність переходити в пливунний стан при зволоженні (при невеликій кількості глинистих часток) обумовлюють досить незадовільні властивості цих ґрунтів при використанні в дорожніх спорудах.

*Суглинки важкі піщані і пилюваті* в сухому стані володіють значною зв'язністю і щільністю. Важко піддаються розробці. Повільно просихають після зволоження і мають незначну водопроникність. Пластичність, липкість, набухання, вологоємність і капілярні властивості різко виражені.

*Глини* характеризуються великою щільністю і зв'язністю. Практично водонепроникні і важко піддаються розробці. Мають



велику пластичність, липкість і набухання. Капілярні властивості виражені в меншому ступені, ніж у суглинних і пілуватих ґрунтах. В основах дорожніх покриттів при поганому водовідведенні володіють малою несучою здатністю.

Зерновий склад ґрунтів є хоча і дуже важливою, але не єдиною ознакою, за якою можна робити кінцевий висновок про стійкість ґрунтів у дорожніх спорудах. Для більш повної і правильної оцінки властивостей ґрунтів необхідно також враховувати їхній генезис, мінеральний і хімічний склад, фізичний стан і інші особливості.

#### ***Питання для самоконтролю***

1. Охарактеризуйте форму і розмір мінеральних часток ґрунту.
2. Що називають зерновим складом ґрунту?
3. Як відбувається встановлення зернового складу ґрунту за методом просіювання через сита?
4. Як відбувається встановлення зернового складу ґрунту за методом відмулювання?
5. Як відбувається встановлення зернового складу ґрунту за методом відбору проб суспензії піпеткою?
6. Як відбувається встановлення зернового складу ґрунту за ареометричним методом?
7. Виконайте графічне зображення зернового складу ґрунту.
8. Дайте класифікацію ґрунтів за зерновим складом.

### **3. ПОКАЗНИКИ ФІЗИЧНОГО СТАНУ І ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ**

#### **3.1. Характеристики стану ґрунтів**

Фізичні властивості ґрунтів залежать від їх зернового, мінералогічного і хімічного складів. У більшості випадків при будівництві й експлуатації автомобільних доріг використовують уламкові, піщані і глинисті ґрунти, що представляють собою дисперсні, а отже, пористі тіла, фізичні властивості яких відрізняються деякими особливостями. У порах таких ґрунтів завжди утримуються повітря, волога, а в ґрунтах і мікроорганізми. Тому ґрунти варто розглядати як тіла, що складаються з твердої, рідкої, газоподібної, а іноді і живої фаз.



Фізичні властивості ґрунтів можна розділити на загальні фізичні, механічні, водні і теплові. До загальних фізичних властивостей відносяться щільність, вологість, щільність часток ґрунту, щільність сухого і вологого ґрунту, пористість і питома поверхня.

Найбільш важливими фізико-механічними властивостями є міцність і деформованість, пластичність, липкість, усадка, набухання і зв'язність. До водних властивостей ґрунту відносяться водоутримуюча, водопропускна (водопроникність) і водопідйомна (капілярна) здатність ґрунту. Теплові властивості ґрунту характеризуються його теплоємністю, теплопровідністю і теплопоглинальною здатністю (здатність поглинати променисту енергію Сонця).

Перераховані фізичні властивості і їхнє сполучення характеризують собою якість ґрунтів як будівельних матеріалів або несучу здатність ґрунтів в основах інженерних споруд, у тілі земляної насипи або в укосах виїмок.

### 3.2. Щільність ґрунтів. Пористість і ступінь ущільнення ґрунтів

**Щільність часток ґрунту**  $\rho_s$  — відношення маси сухого ґрунту  $m_s$  (крім маси води в його порах) до об'єму твердої частини цього ж ґрунту  $V_s$  (г/см<sup>3</sup>):

$$\rho_s = m_s / V_s \quad (3.1)$$

Величина щільності часток ґрунтів визначається їхнім мінеральним складом і присутністю органічних речовин. Чисельно така щільність дорівнює масі одиниця об'єму сухого ґрунту при відсутності пор. Звичайно як одиницю виміру щільності часток ґрунту застосовують г/см<sup>3</sup>. У ґрунтах з пористими зернами щільність визначається після тонкого подрібнення зерен. Середні значення щільності часток окремих видів дисперсних ґрунтів наведені в табл. 3.1.

Щільність ґрунту є важливим показником фізичних властивостей ґрунту і характеризує стійкість і структурні особливості ґрунту.



Щільністю ґрунту називають відношення маси зразка ґрунту  $m_{\omega}$

до його об'єму  $V_{\omega}$ , включаючи пори, що заповнені водою або водою і повітрям

$$\rho = m_{\omega} / V_{\omega}, \quad (3.2)$$

Таблиця 3.1

Значення щільності часток дисперсних ґрунтів

Ґрунти	Середні, значення $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Значення $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Ґрунти	Середні значення $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Значення $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>
Піски	2,66	2,65...2,67	Ґлини	2,74	2,71...2,76
Супіски	2,70	2,68...2,72	Чорноземи	2,50	2,40...2,60
Суглинки	2,71	2,69...2,73	Торфи	1,60	1,50... 1,80

Щільність ґрунту може змінюватися в широких межах. Звичайно така щільність ґрунтів у природних умовах залягання менше щільності такого ж ґрунту, що був штучно ущільнений. Щільність залежить від мінерального складу, вологості і пористості ґрунтів. При збільшенні вмісту важких мінералів щільність ґрунту зростає, а при збільшенні органічних речовин зменшується. Ґрунти однакового складу і будови мають найбільшу щільність у випадку повного заповнення пор водою.

Щільність глин, суглинків, супісків, пісків і великоуламкових ґрунтів коливається зазвичай від 1,20 і 2,40 г/см<sup>3</sup>. Більш високі значення щільності відносяться до великоуламкових ґрунтів, моренним суглинкам і глинам, менші значення характерні для ґрунтів, що містять гумус, або для просідаючих лесів. Щільність сухого торфу може бути <1,0 г/см<sup>3</sup>. При штучному ущільненні ґрунти в дорожній земляній насипі можуть мати щільність 2,0 г/см<sup>3</sup> і більше.

При оцінці щільності ґрунтів у природному заляганні і при штучному їхньому ущільненні визначають також щільність ґрунту у сухому стані. Під щільністю сухого (скелету) ґрунту  $\rho_d$



розуміють відношення маси сухого ґрунту (крім маси води в його порах) до займаного цим ґрунтом об'єму (включаючи наявні в цьому ґрунті пори):

$$\rho_d = \rho / (1 + \omega), \quad (3.3)$$

де  $\omega$  – вологість ґрунту.

**Пористість ґрунту.** Відношення об'єму пор у ґрунті до загального об'єму, що займає ґрунт, називають пористістю ґрунту (%):

$$n = (1 - \rho_d / \rho_s) 100. \quad (3.4)$$

Пористість ґрунтів залежить від ступеня їхньої дисперсності й умов формування ґрунту (породи). Наприклад, у лесів, що характеризуються просаданням, пористість може досягати 60...70%.

Для того самого ґрунту пористість не є постійною величиною, залежить від взаємного розташування в ньому часток і мікроагрегатів і зменшується при збільшенні тиску на ґрунт. При інженерних розрахунках часто використовують *коефіцієнт пористості*  $e$ , що представляє собою відношення об'єму пор  $V_{II}$  до об'єму твердої фази  $V_{тв}$ , виражений у долях одиниці:

$$e = V_n / V_{тв}, \text{ або } e = \frac{n}{1 - n}. \quad (3.5)$$

Ступінь ущільнення ґрунтів у дорожньому будівництві оцінюють звичайно відношенням щільності сухого (скелету) ґрунту в його природному заляганні або в насипі  $\rho_d$  до щільності того ж, але сухого ґрунту при стандартному ущільненні  $\rho_c$ , що виконано за спеціальною методикою:

$$K_y = \rho_d / \rho_c. \quad (3.6)$$

Величину  $K_y$  називають *коефіцієнтом стандартного ущільнення*.

**Вологість ґрунтів** – кількість води, що утримується в порах ґрунту, виражене в % від маси ґрунту, висушеного до постійної маси при 105°C. Вологість ґрунту величина змінна. Чим більш дрібнозернистий ґрунт, тим у більш широких межах може змінюватися його вологість. Вологість є важливою характеристикою стану ґрунту і повинна враховуватися при визначенні багатьох показників властивостей ґрунту (модуля



пружності, щільності, пластичності, липкості й ін.). Вологість  $\omega$  (%) знаходять шляхом визначення втрати маси при висушуванні наважки ґрунту при температурі 105°C до постійної маси:

$$\omega = \frac{m_1 - m_0}{m_0 - m} \cdot 100, \quad (3.7)$$

де  $m_1$  – маса бюкса з вологим ґрунтом, г;  $m_0$  – маса бюкса з висушеним до постійної маси ґрунтом, г;  $m$  – маса порожнього бюкса, г.

Зважування при визначенні вологості роблять з точністю до 0,01 г.

У залежності від способу вираження загальної вологості розрізняють вагову й об'ємну вологість ґрунту.

*Ваговою вологістю*  $\omega$  називають масу води в ґрунті, віднесену до маси абсолютно сухого ґрунту. Під *об'ємною вологістю*  $\omega_u$  розуміють відношення об'єму води, що знаходиться в ґрунті, до об'єму всього ґрунту, виражене в %.

Ступінь заповнення пор водою, тобто об'єм води в ґрунті стосовно об'єму пор, характеризується ступенем вологості ґрунту  $S_r$  (тобто коефіцієнтом водонасичення):

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w}, \quad (3.8)$$

де  $\rho_w$  - густина води.

Загальна вологість, що мають ґрунти в природному заляганні, називається *природною вологістю*. У залежності від кліматичних умов, часу, року і глибини залягання ґрунтових вод вона може змінюватися в широких межах і є одним з найважливіших показників фізичного стану ґрунтів (особливо глинистих), що визначають їхню міцність і деформованість.

### 3.3. Характерна вологість і пластичність ґрунтів. Консистенція ґрунтів

У залежності від ступеня зволоження глинисті (зв'язні) ґрунти можуть знаходитися у твердому, пластичному або текучому стані. Найбільше значення має визначення вологості, що відповідає





переходу ґрунту з твердого стану в пластичне і з пластичного в текуче.

*Пластичністю* ґрунту називають здатність його деформуватися під дією зовнішнього тиску без розриву, суцільності маси і зберігати дану форму після припинення деформуючого зусилля.

Глинисті ґрунти мають пластичність тільки в межах визначеної вологості; при меншій вологості вони стають напівтвердими або твердими, при більшій – із пластичного стану переходять у текучий.

Для встановлення здатності ґрунту приймати пластичний стан роблять визначення вологості, що характеризує межі пластичного стану ґрунту – текучості і розкочування.

*Границя текучості* ( $\omega_L$ ) характеризує вологість, при якій ґрунт із пластичного стану переходить у текучий. При цій вологості зв'язок між частками порушується завдяки наявності вільної води, унаслідок чого, частки ґрунту легко зміщаються і роз'єднуються. У результаті цього зчеплення між частками стає незначним і ґрунт втрачає свою стійкість.

*Границя розкочування* ( $\omega_p$ ) відповідає вологості, при якій ґрунт знаходиться на границі переходу з твердого стану в пластичний. При подальшому збільшенні вологості ( $\omega > \omega_p$ ) ґрунт стає пластичним і починає знижувати свою стійкість під навантаженням. Границю текучості і границю розкочування називають також верхньою і нижньою межами пластичності.

Визначивши вологість на границі текучості і на границі розкочування, обчислюють число пластичності ґрунту ( $I_p$ ). Число пластичності являє собою інтервал вологості, у межах якого ґрунт знаходиться в пластичному стані, і визначається як різниця між границею текучості і границею розкочування ґрунту: ( $I_p = W_L - W_p$ ). Чим більше число пластичності, тим більше пластичний ґрунт. Мінеральна і зернова складова ґрунту, форма часток і вмісту, глинистих мінералів (особливо монтморілонітової групи), а також склад обмінних катіонів досить істотно впливають на границі пластичності і число пластичності.

Зерновий склад є одним з найважливіших факторів, що впливають на пластичність ґрунту. За даними П. Ф. Мельникова,



частки розміром  $< 0,001$  мм мають значну пластичність, тому число пластичності є надійним узагальнюючим показником ступеня дисперсності (глинистого) ґрунту. У зв'язку з цим число пластичності є важливою класифікаційною характеристикою для глинистих ґрунтів і по ньому, користуючись табл. 2.2, визначають різновиди глинистих ґрунтів.

Ґрунти, що стійкі в дорожніх основах або в проїзній частині ґрунтових доріг, найбільш придатні для зміцнення в'язучими матеріалами (за винятком вапна), мають число пластичності від 1 до 7. За числом пластичності непрямым шляхом можна судити як про ступінь глинистості, так і про фізико-механічні властивості ґрунту і впливу на нього вологості. З підвищенням дисперсності (глинистості) ґрунту збільшується число пластичності.

Використовуючи кореляційну залежність між вологістю на границі текучості  $\omega_L$  і зерновим складом ґрунтів, В. І. Біруля розробила польову класифікацію ґрунтів:



Ґрунти	$\omega_L$
Піски.....	$< 16$
Супіски.....	$16...26$
Суглинки.....	$26...42$
Глини.....	$> 42$

Визначення границі текучості роблять відповідно до ДСТУ за допомогою балансирного конуса Васильєва (рис. 3.1), що занурюється конусом 4 у спеціально приготовлене ґрунтове тісто на глибину 10 мм. Балансирний конус має висоту 25 мм із кутом при вершині  $30^\circ$ . Загальна маса конуса повинна складати 76 г.

Для визначення границі текучості пробу ґрунту зволожують у чашці до стану пластичного тіста і після перемішування залишають у такому стані на добу. Після цього ґрунтове тісто ретельно перемішують і наповнюють їм до країв стаканчик приладу. Стаканчик зі зразком ґрунту 5 поміщають на підставку 1, і до поверхні ґрунтового тесту підносять вістря конуса 4, що під впливом власної маси занурюється в тісто до мітки 2. Вертикальність занурення конуса забезпечується наявністю двох балансирних кульок 6. Якщо конус у ґрунтове тісто занурився на

глибини 10 мм протягом 5 сек, то це вказує на досягнення границі текучості. Після цього зі стаканчика відбирають пробу масою 10...12 г і визначають вологість ґрунтового тіста.

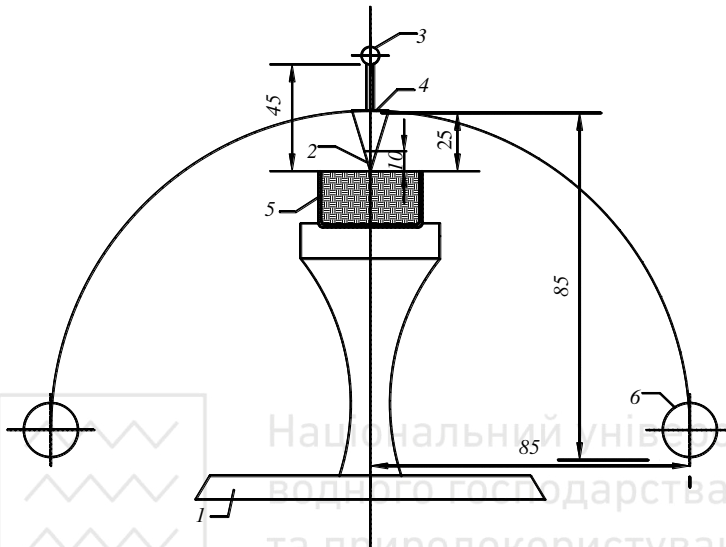


Рис. 3.1. Балансирний конус А. М. Васильєва для визначення границі текучості ґрунту

Підготовка зразку ґрунту для визначення границі розкочування  $\omega_p$  така ж, як і при визначенні границі текучості. Зі зволоженого ґрунту скачують кульки діаметром 1 см, переносять на папір і на ньому обережно розгортають у жгутик діаметром 3 мм, при цьому жгутик повинен кришитися. Шматочки, що розкришилися, збирають у бюкс і визначають вологість ґрунту.

Порівнюючи дані природної вологості ґрунту з зазначеними вище границями пластичності, можна визначити вологість величиною у вигляді дроби, чисельником якого, буде вологість ґрунту, а знаменником – границя текучості. Відношення природної вологості до границі текучості називається *відносною вологістю*. Величину відносної вологості можна характеризувати також за *показником консистенції* ґрунту. Показник консистенції глинистих ґрунтів характеризується величиною  $I_L$ :



$$I_L = (\omega - \omega_p) / (\omega_L - \omega_p), \quad (3.9)$$

де  $\omega$  – природна вологість ґрунту.

У залежності від показника консистенції глинисті ґрунти поділяються на:

#### *Супіски*

- Тверді.....  $I_L < 0$   
Пластичні.....  $0 \leq I_L \leq 1$   
Текучі.....  $I_L > 1$

#### *Суглинки і глини*

- Тверді.....  $I_L < 0$   
Напівтверді.....  $0 \leq I_L \leq 0,25$   
Тугопластичні.....  $0,25 < I_L \leq 0,50$   
М'якопластичні.....  $0,50 < I_L \leq 0,75$   
Текучопластичні.....  $0,75 < I_L \leq 1,00$   
Текучі.....  $I_L > 1,00$

При вологості, рівної чи ненабагато меншої границі розкочування, ґрунт придатний для виробництва земляних робіт при розробці виїмок і відсипання насипів, а також при ущільненні ґрунтів земляного полотна. З переходом у пластичний стан ґрунт починає наліпати на робочі органи землерийних машин, і виробництво земляних робіт стає тяжким і навіть неможливим. При текучому стані ґрунт майже цілком втрачає стійкість.

### **3.4. Зв'язність, липкість, набухання і усадка ґрунтів**

**Зв'язність ґрунтів** – здатність чинити опір зовнішньому зусиллю (навантаженням), що намагається роз'єднати частки ґрунту. Зв'язність – це здатність тонкодисперсних ґрунтів утворювати після змочування їх водою і наступним висушуванням компакту масу, що не розпадається на окремі елементарні частки. За цією ознакою ґрунти розділяють на зв'язні (глини, суглинки, супіски) і незв'язні (піски, великоуламкові ґрунти). Наприклад, глини після їхнього ущільнення при оптимальній вологості і наступному висушуванні характеризуються межею міцності при стиску 5...6 МПа і більше. Однак така відносно велика міцність властива зв'язним ґрунтам, що знаходяться в сухому стані.



При збільшенні вологості, особливо в тонкодисперсних ґрунтах, навколо часток утворюються водні плівки великої товщини, що і відокремлюють частки або мікроагрегати ґрунту один від одного. У результаті цього сили молекулярного притягання падають (обернено пропорційно квадратові відстані між частками) і зв'язність ґрунту порушується. Хоча за своєю енергією і міцністю зв'язку міжмолекулярні сили значно поступаються хімічним зв'язкам, вони (міжмолекулярні сили) грають досить важливу роль у структурних зв'язках між частками в тонкодисперсних ґрунтах. У сильно ущільнених, висушених тонкодисперсних ґрунтах умови для прояву молекулярних структурних зв'язків є оптимальними. У вологих тонкодисперсних ґрунтах структурні зв'язки виникають в основному під дією молекулярно-іонно-електростатичних сил і в меншому ступені молекулярних сил.

Як показують численні експериментальні дані, у тому числі і дані з визначення мікроагрегатного складу, значна частина структурних ґрунтів поряд з зворотнім зчепленням володіє також і істинним, незворотнім зчепленням. Однак останнє властиво в деякому ступені лише мікроагрегатам, що складаються, як правило, з тонкодисперсних зцементованих часток.

**Липкість ґрунтів** – здатність прилипати до поверхні різних предметів, що знаходяться з ними в зіткненні при певному вмісті води в ґрунті. Липкість вимірюється у Па, визначаючи зусилля, що необхідне для відривання прилиплої частки від поверхні ґрунту. Липкість характерна для глинистих і для деяких пилуватих ґрунтів, що знаходяться в зволоженому стані, і є негативним показником при оцінці будівельних якостей ґрунтів. Якщо розмокання і пластичність ґрунту приводять до втрати його міцності, то липкість ґрунту, що досягає максимуму у певному інтервалі вологості, викликає великі деформації в поверхневому шарі ґрунту внаслідок сильного налипання розмокшого ґрунту на колеса автомобілів або робочі органи землерийних машин. З результатів визначення липкості (рис. 3.2) видно, що характерними показниками є вологість початкового і максимального прилипання і максимальне значення липкості.

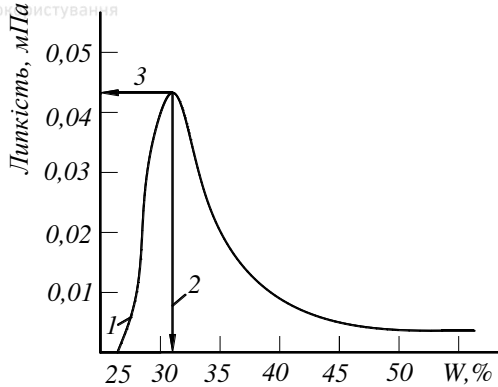


Рис. 3.2. Графік залежності липкості глинистого ґрунту від вологості:

1 - вологість початкового прилипання; 2 - те ж, максимального прилипання; 3 - максимальна липкість ґрунту

Через надмірну липкість глинистих ґрунтів і особливо важких суглинків і глин не тільки припиняється або сильно затрудняється проїзд транспорту по ґрунтових дорогах, а також проведення земляних робіт по зведенню земляного полотна. При вологості важких суглинків і глин трохи меншої вологості границі їхньої текучості спостерігається максимальна величина липкості (рис. 3.2). При такій вологості зазначеного виду ґрунти характеризуються м'якопластичною або текучопластичною консистенцією. У місцях залягання важких суглинків і глин у періоди бездоріжжя і наявності в них зазначеної вологості і консистенції проїзд по ґрунтових дорогах стає неможливим, а при будівництві нових доріг влаштування земляного полотна, й ущільнення глинистих ґрунтів також стає неможливим через максимальне налипання і надмірної деформованості перезволожених глинистих ґрунтів. На ступінь липкості ґрунту, крім вологості, впливають зерновий і частково хімічний і мінеральний склад ґрунту, а також сила, з якою притискується предмет до ґрунту, і матеріалу, до якого відбувається прилипання (скло, дерево, метал і ін.).

Липкість ґрунтів обумовлюється силами взаємодії, що виникають між молекулами зв'язаної води і частками ґрунту, з одного боку, і молекулами води і поверхнею дотикання із ґрунтом



предмета – з іншого. Найбільшою липкістю володіють солонці і солонцюваті глинисті ґрунти, що містять поглинальний натрій, а також ґрунти, що містять гумус. Піщані, легкі супіщані ґрунти практично не мають липкості. Липкість починає проявлятися лише при вологості, що трохи перевищує вологість границі розкочування. З подальшим збільшенням вологості понад границю розкочування липкість ґрунтів зростає і досягає максимуму при вологості, трохи меншій границі текучості. При вологості вище границі текучості липкість, ґрунтів знову різко зменшується.

Липкість доповнює характеристику ґрунтів за зерновим складом і пластичності і визначається для встановлення меж зручності обробки ґрунтів землерийними дорожніми машинами, а також для оцінки проїзду транспортних засобів по ґрунтових дорогах.

**Набухання ґрунтів** – здатність ґрунтів збільшувати свій об'єм у процесі змочування водою або іншими рідинами. Здатність до набухання зв'язана з гідрофільним характером глинистих мінералів і великою питомою поверхнею глинистих ґрунтів. Природу набухання ґрунтів у даний час пояснюють, спираючись на закони колоїдної хімії. Колоїдні частки мають властивість затримувати (зв'язувати) на своїй поверхні значна кількість молекулярних шарів води, що і викликає набухання колоїдних часток.

Набухання ґрунтів характеризується *числом набухання* – збільшення об'єму ґрунту, що набухає, у % від об'єму сухого ґрунту. Набухання залежить від кількісного вмісту колоїдних речовин і їхньої якості, а також, структури, складу обмінних катіонів, зернового і мінерального складу ґрунту. Найбільше набухання спостерігається в ґрунтах, що містять у великій кількості глинисті мінерали з рухливими кристалічними ґратками (типу монтморілоніта). Крупнозерністі ґрунти (піщані, супіщані) майже не мають здатності до набухання.

В основі явища набухання лежить дія адсорбційних осмотичних і капілярних сил, що визначають напруження, з яким вода утримується в структурованій системі. Набухання знижує стійкість і міцність ґрунтів, тому його вивченню приділяється велика увага.

Використовуючи здатність глинистих і колоїдних часток до набухання у воді і відсутність набухання в піщаних і пилюватих часток у цих же умовах, часто використовують непряму



характеристику вмісту глинистих часток у ґрунті за величиною (числом) набухання.

**Усадка ґрунтів** – здатність вологих ґрунтів зменшувати свій об'єм при висиханні. Якщо набухання глинистих ґрунтів призводить до збільшення їхнього об'єму, то процес дегідратації (випаровування води) у природних умовах призводить до зменшення об'єму, тобто до усадки ґрунту.

Якщо вміст води в ґрунті унаслідок випаровування зменшується, то ґрунт із пластичного стану переходить у напівтверде, а потім у тверде. Здатністю до усадки володіють тільки зв'язні ґрунти, при цьому для зв'язних ґрунтів зменшення об'єму ґрунту до відомої межі дорівнює кількості води, що випарувалася. При певній вологості, що називається межею усадки, об'єм зразка перестає зменшуватися, але випаровування води продовжується і, отже, маса зразка зменшується.

Усадка залежить від кількості і якості глинисто-колоїдних фракцій (їхнього мінерального і хімічного складу) і від наявності більших фракцій, що утримуються в ґрунті. Глинисті ґрунти й особливо глини, що містять мінерали монтморілонітової групи, дають найбільшу величину усадки. Супіщані, а особливо піщані ґрунти характеризуються вкрай малою усадкою або не мають цієї властивості взагалі.

У результаті усадки ґрунт стає щільнішим, що збільшує його опір деформаціям. Однак наявність тріщин, що звичайно утворюються при усадці, підвищує вологовмісткість і водопроникність, що призводить до зменшення стійкості поверхневого шару ґрунту (наприклад, в укосах насипів і виїмок). Усадку ґрунту прийнято характеризувати за зменшенням лінійних розмірів або об'єму зразка.

Процеси набухання і усадки, що чергуються, викликають місцеві напруження, порушення суцільності – утворення усадочних тріщин, розтріскування ґрунту на структурні елементи. Усунення набухання й усадки ґрунтів із забезпеченням постійного об'єму ґрунту в сухому і зволоженому стані є однієї з найважливіших задач зміцнення ґрунтів.





1. Які властивості ґрунту відносяться до загальних фізичних характеристик?
2. Що відносять до водних властивостей ґрунту?
3. Чим характеризуються теплові властивості ґрунту?
4. Що таке щільність часток ґрунту?
5. Що називають щільністю ґрунту?
6. Як знаходиться пористість ґрунту?
7. Дайте визначення вологості ґрунту, як вона визначається в лабораторних умовах?
8. Що називають пластичністю ґрунту?
9. Як встановлюється границя текучості ґрунту?
10. Якій вологості відповідає границя розкочування глинистого ґрунту?
11. Що таке число пластичності?
12. За якою формулою визначається показник текучості глинистого ґрунту?
13. Що таке зв'язність глинистих ґрунтів?
14. Охарактеризуйте липкість ґрунтів.
15. Охарактеризуйте явище набухання глинистих ґрунтів.
16. Що таке усадка ґрунтів?

## **4. ВОДНІ І ТЕПЛОВІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ**

### **4.1. Фізичний стан і форми води в ґрунтах**

Вода, що заповнює пори ґрунту (частково або цілком), суттєво впливає на чисельні властивості ґрунту і на його поведінку під навантаженням. Міцність при стисканні і зрушенні, ущільненість, пластичність і липкість, набухання й інші властивості значно залежать від ступеня зволоження ґрунтів. У природних умовах у ґрунтах завжди утримується вода, однак її кількість, тобто вологість, може змінюватися в широких межах. Вода в ґрунтах може знаходитися в трьох станах: газоподібному (у вигляді пару), рідкому і твердому (у вигляді льоду).

З огляду на ступінь рухливості води і форми зв'язків її в ґрунтах, окремі форми зв'язаної і вільної води можна характеризувати ознаками, наведених в табл. 4.1. Крім зазначених у табл. 4.1 форм



зв'язків води в ґрунтах присутня також хімічно зв'язана (кристалізаційна) вода, що входить до складу кристалічних ґраток мінеральних часток. Виділити таку воду можна тільки в результаті хімічного розкладання речовини. Хімічно зв'язана вода впливає на фізико-механічні властивості ґрунтів.

При мінусовій температурі в ґрунтах може бути присутня вода у твердому стані у вигляді крижаних прошарків, лінз, зерен або найтонших кристалів, що знаходяться між ґрунтовими частками або їхніми агрегатами. Роль такої води може бути дуже велика, тому що наявність великої кількості крижаних прошарків і кристалів цементує ґрунт при мінусовій температурі, а при її відтаюванні призводить до різкої втрати ґрунтом опору навантаженням.

У природних умовах форми зв'язків води рідко спостерігаються незалежно один від одного. Звичайно у вологому ґрунті вода знаходиться одночасно в декількох станах і може переходити з однієї форми в іншу. Такий перехід безупинно

Таблиця 4.1

Категорія і форми зв'язків води в ґрунтах

Ступінь зв'язності води	Форма зв'язку	Найголовніші ознаки і властивості
Міцно-зв'язна	Адсорбційна	Вода, молекули якої міцно утримуються адсорбційними силами. Поглинається поверхнею ґрунтових часток з повітря, що містить водяні пари. Утримується на поверхні часток з великою силою, при переміщенні не підкоряється дії сили ваги. Пересувається тільки переходячи в пару



Продовження табл. 4.1

Слабо- зв'язна	Молекуляр- на (плівкова)	Утворюються в ґрунті при згущенні водяного пару або залишається в ньому після видалення краплинно-рідкої води. Утримується силами молекулярного притягання на поверхні ґрунтових часток, але менше зв'язана, ніж гігроскопічна вода. Утворює шар плівкової води, що пересувається дуже повільно з місць, де плівки води товщі, у місця, де вони тонші. По властивостях ця категорія води відрізняється від краплинно-рідкої. Вона замерзає при температурі нижче 0°C в залежності від товщини плівки.
Капілярно- зв'язна	Капілярна	Капілярна вода, що пересувається і утримується в ґрунті силами капілярного натягу, порівняно легко відділяється при висушуванні і замерзає приблизно при -1°C. Над поверхнею вільних ґрунтових вод утворює зону капілярно-вологого ґрунту і пересувається з різною швидкістю (у пілуватих ґрунтах відносно швидше) під дією як сил капілярного натягу, так і сили ваги.
Зв'язок відсутній	Вільна (гравітацій- на вода)	Має звичайні властивості рідкої води. Пересувається під впливом сили ваги або різниці гідростатичного тиску. Заповнює вільні порожнечі. Повне насичення ґрунту вільною водою діє різко негативно на його фізичні властивості.



відбувається як під дією природних факторів (температура повітря, опади й ін.), так і в результаті діяльності людини (штучне осушення, зволоження, ущільнення ґрунтів).

Приведене схематизоване розмежування окремих форм зв'язків води допомагає нам глибше пізнати поведження ґрунтів при різному ступені їхнього зволоження і є основою для розробки заходів, що забезпечують підвищення стійкості ґрунтів під навантаженням і в інших випадках.

## 4.2. Види і властивості ґрунтових і підземних вод

Гравітаційна (вільна) вода всмоктується і переміщується в нашаруваннях гірських порід під дією сили ваги та накопичується над водотривкими шарами, утворюючи підземні і ґрунтові води. Підземними називають води, що знаходяться нижче поверхні землі і дна поверхневих водоймищ і потоків. Ґрунтові води – це підземні води першого від поверхні постійно існуючого водоносного горизонту, розташованого на першому водонепроникному шарі.

У народному господарстві підземні води мають винятково велике значення. Вони є найважливішим джерелом водопостачання. При зведенні наземних, особливо підземних споруд необхідно враховувати можливість наявності підземних вод, з наявністю або відсутністю яких зв'язані умови виробництва будівельних робіт і їхня вартість.

Неглибоке залягання підземних вод, як правило, ускладнює будівельні роботи: при закладенні опор мостів та інших споруд виникає необхідність відкачки води з котлованів і застосування спеціальних заходів; при зведенні земляного полотна доріг доводиться влаштовувати вищі насипи або проводити спеціальні осушувальні роботи. Досить часто підземні води є причиною сповзання земляних мас на схилах (зсуви), а також утворення впадин на дорогах. З діяльністю підземних вод пов'язане утворення великих порожнеч і провалів у товщі земної кори (карст).

Атмосферні опади, що випадають на поверхню земної кори, розподіляються наступним чином: частина їх випаровується, повертаючись назад в атмосферу; частина стікає по поверхні в ріки і озера (поверхневий стік); частина просочується (інфільтрується) у товщу гірських порід під дією сили ваги, переміщується в них, а



потім дренується ріками, озерами і морями (підземний стік). Випаровування опадів, що випали, залежить, в основному, від температури і вологості повітря над змоченою поверхнею, від наявності і характеру рослинності і щільності гірських порід. Чим вища температура повітря і чим більша швидкість вітру, тим більше води буде випаровуватися з поверхні, тим швидше буде просихати ця поверхня.

Стік і просочування залежать від умов випадання атмосферних опадів, рельєфу місцевості, характеру гірських порід і випару. Атмосферні опади можуть випадати у виді злив або дрібних затяжних дощів. У першому випадку буде переважати стік, просочування ж буде незначним; у другому – просочування буде досить значним, а стік дуже малий. При рівнинному характері рельєфу атмосферна волога буде просочуватися в товщу ґрунтів або ж випаровуватися, при горбкуватому або гористому рельєфі буде переважати поверхневий стік, а випаровування і просочування будуть незначними.

Досить важливим фактором у розподілі атмосферних опадів, що випали на поверхню Землі, є характер порід, що складають поверхневу товщу земної кори. Багато гірських порід складаються з твердих часток різної крупності, між якими утримуються порожнечі або пори. В глинах і суглинках, що містять багато глинистих часток, значна частина порожнеч при зволоженні заповнюється фізично зв'язаною водою, тому, незважаючи на великий об'єм порожнеч, ці породи практично не пропускають воду. У пісках загальний об'єм порожнеч менший, але вони мають більш великі розміри, унаслідок чого вода вільно може переміщатися в порах без помітного впливу часток. Вода в гірських породах може переміщатися також по тріщинах. Здатність гірських порід пропускати воду називають *водопроникністю*. Вона залежить головним чином від розміру пор, порожнеч й характеру тріщин.

На більшій частині території України щорічно верхня частина земляного полотна і дорожній одяг постійно промерзають в осінньо-зимовий період і відтають у весняний і літній періоди. Промерзання ґрунтів проходить кристалізацією води в їхніх порах і змерзанням між собою ґрунтових часток, що дуже змінює фізико-механічні властивості ґрунту. У лід переходить не вся вода, що утримується в ґрунті. Її шари, що розташовані безпосередньо біля



поверхні ґрунтових часток, сили взаємодії яких з мінеральною поверхнею більше, ніж сили кристалізації льоду, залишаються некрижаними. Кількість некрижаної води залежить від питомої поверхні ґрунтових часток, складу ґрунтового розчину і тиску на ґрунт. Вона зменшується зі зниженням температури (рис. 4.1).

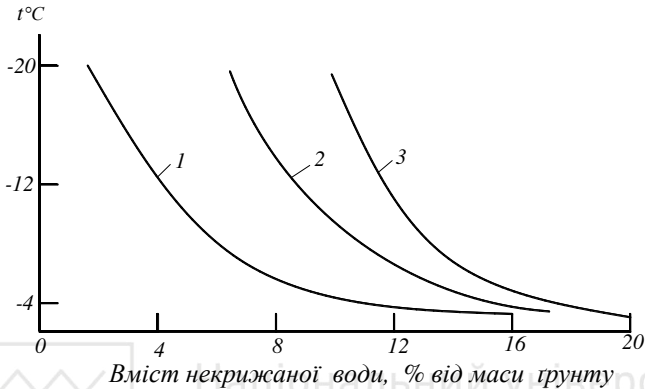


Рис. 4.1. Залежність між вмістом некрижаної води і температурою для різних видів ґрунтів (за даними Н. А. Пузакова):

1 — піщані супіски; 2 — пилуваті супіски; 3 — пилувата глина

Проф. М. О. Цитович сформулював принцип рівноважного стану води і льоду в мерзлих ґрунтах, відповідно до якого кількість, склад і властивості некрижаної води і льоду, що утримуються в мерзлих ґрунтах, не є постійними, а змінюються зі зміною зовнішніх умов. Звідси впливає залежність усіх властивостей мерзлих ґрунтів від температури. Особливо значне зменшення кількості некрижаної води відбувається в початковому інтервалі охолодження, приблизно від 0 до 3 – 4°C, коли замерзає уся вільна вода, у великих порах і капілярах, а також частково і слабозв'язана вода. При температурах –4 – 6°C кількість вільної води залишається практично постійним.

У залежності від кількості води, що утримується в ґрунті до промерзання, а також швидкості і характеру його промерзання, мерзлі ґрунти можуть бути як однорідними, так і містити прошарки льоду, що розділяють ґрунт на однорідні агрегати. Це має значення, наприклад, для розрахунку осідань споруд при відтаюванні мерзлих ґрунтів.



### 4.3. Схеми одно-, двох- і трьохфазних ґрунтів

З фізичної сторони незцементовані великоуламкові, піщані і глинисті ґрунти є твердим дисперсним і пористим тілом. Пори ґрунту можуть бути заповнені вологою і повітрям (або газом), об'єми яких знаходяться в зворотній залежності один від одного. У більшості випадків ґрунт являє собою тіло, що складається з трьох фаз: твердої, рідкої і газоподібної (повітря). Однак він може бути й у стані двох- або однофазної системи.

Тверда фаза складається з часток різних мінералів або уламків гірських порід, рідше зі слабо розкладених рослинних залишків.

Рідка фаза представлена різними формами води (див. табл. 4.1). Вільна вода, що заповнює собою пори ґрунту (частково або цілком), звичайно являє собою водний розчин, що містить у собі різні розчинені речовини в більшій або меншій кількості.

Газоподібна фаза – це повітря, що заповнює пори ґрунту (частково або цілком у залежності від вмісту в порах рідкої фази). За своїм складом повітря, що заповнює пори ґрунту, завжди в більшій або меншій мірі відрізняється від атмосферного.

У дисперсних ґрунтах у залежності від ступеня їх водонасичення тверді частки межують з водою або повітрям (газами), що заповнює проміжки між твердими частками. Таким чином, у середині ґрунту виникають різні поверхні розділу: тверді частки – вода; тверді частки – повітря; вода – повітря. Тверда, рідка і газоподібна фази ґрунту мають різну рухливість і стискання при передачі на ґрунт механічних навантажень. Врахування особливостей поведінки і властивостей ґрунтів у співвідношеннях твердої, рідкої і газоподібної фаз досить складний.

Практичні задачі ґрунтознавства і механіки ґрунтів вимагають схематизації у відношенні фазового складу ґрунту і взаємодії фаз. Звичайно приймають, що всі ґрунтові частки у середині деякого об'єму ґрунту знаходяться в однакових середніх умовах стосовно навколишнього середовища, і що мінерали часток і навколишнього середовища мають деякі постійні середні властивості.

У механіці ґрунтів розрізняють наступні спрощені схеми співвідношення твердої, рідкої і газоподібної фаз у ґрунтах (рис.4.2).



Водонасичений ґрунт, тобто ґрунт, пори якого практично цілком заповнені водою. У загальній масі води, що заповнює пори, необхідно виділяти відносно нерухому частину, зв'язану молекулярними силами з поверхнею твердих часток і частину, що може вільно пересуватися в порах під впливом сили ваги або тиску, що передається на воду. У водонасиченому стані знаходяться ґрунти, що розташовані нижче рівня ґрунтових вод, а також шари, що насичені капілярною водою. У механіці ґрунтів водонасичені ґрунти називають двофазною системою або ґрунтовою масою (рис. 4.2, а).

Водонасичений ґрунт, що включає пухирці газу, тобто ґрунт із порами, заповненими водою, у якій утримуються пухирці газу (рис. 4.2, б). Поведінка системи такого роду мало відрізняється від поведінки цілком водонасиченого ґрунту, тому що пухирці газу сприймають з усіх боків рівномірний гідростатичний тиск і повністю беруть участь у русі оточуючої їх води і передачі в ній тисків. Однак стискання ґрунтів, що містять пухирці газу, більше ніж водонасичених ґрунтів.

Варто мати на увазі, що ґрунтові води завжди містять деяку кількість розчинених газів, здатних виділятися у вигляді пухирців при зниженні тиску або підвищенні температури. Навпаки, при підвищенні тиску або зниженні температури пухирці газів розчиняються в навколишній їх воді.

Тверда фаза, що розподілена в змішаному водно-повітряному середовищі, причому вільна вода не заповнює проміжків між частками, а стягується силами поверхневого натягу в міжчастинних контактах. Ґрунти, що знаходяться в такому стані, у механіці ґрунтів називають трьохфазною системою (рис. 4.2,б). У стані трьохфазної системи знаходяться ґрунти в межах зони аерації, що піддаються змінному зволоженню і просушуванню в залежності від атмосферних опадів, що випадають, коливань рівня ґрунтових вод і зміни температури.

Тверда фаза, що розподілена в суцільному газоподібному середовищі, тобто ґрунт, пори якого заповнені повітрям (рис. 4.2,в). Через те, що повітря в порах таких ґрунтів не впливає помітним чином на взаємодію зерен між собою під навантаженням, у літературі з механіки ґрунтів ці ґрунти розглядаються як однофазні системи.





Співвідношення твердої, рідкої і газоподібної фаз у ґрунті без врахування ступеня дисперсності і структури ґрунту не може саме по собі служити достатньою підставою для тлумачення про властивості ґрунту. Великоуламкові і піщані ґрунти, що володіють малорозвиненою поверхнею, у незначній мірі змінюють властивості при заповненні пор водою. У глинистих ґрунтах сильно розвинута поверхня призводить до різкого посилення взаємодії між фазами, до можливості нагромадження великих об'ємів зв'язаної води і до значної залежності властивостей ґрунту від ступеня водонасичення. Не менше значення мають розміри порожнин у ґрунті. У глинистих ґрунтах пори дуже малі, і незважаючи на їх значний загальний об'єм, вода, що заповнює пори, виявляється майже цілком зв'язаною з поверхнею часток молекулярними силами. У піщаних ґрунтах, навпаки, незважаючи на менший загальний об'єм пор, вода в порівняно великих порах виявляється майже уся вільною і легкорухомою.

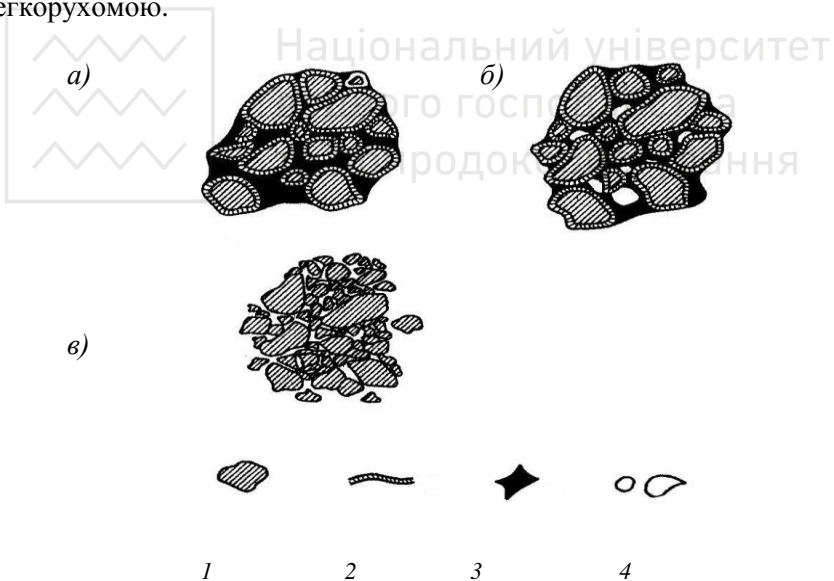


Рис. 4.2. Схематичне зображення будови ґрунтів з різним співвідношенням твердої, рідкої і газоподібної фаз: 1 — частки ґрунту; 2 — плівки зв'язаної води; 3 — вільна вода; 4 — газоподібна фаза



#### 4.4. Капілярні явища в ґрунтах

Під капілярним рухом води або водопідйомною здатністю ґрунтів варто розуміти їхню здатність переміщувати воду по капілярних порах знизу до верху або в сторони під впливом капілярних сил, що виникають на границі розділу фаз, котрі входять до складу ґрунту. Підняття води по капілярних порах ґрунту є результатом дії піднімальної сили ввигнутих менісків, що утворюються в порах при взаємодії води з поверхнею часток або мікроагрегатів ґрунту. За формулою Лапласа піднімальна сила меніска дорівнює

$$Q = 2\alpha / R, \quad (4.1)$$

де  $\alpha$  – поверхневий натяг рідини;  $R$  – радіус кривизни меніска.

Радіус кривизни меніска знаходиться в прямої залежності від діаметра  $d$  і радіуса  $r$  капіляра:

$$d = 2R \cos \theta \text{ або } R = d / (2 \cos \theta) = r / \cos \theta, \quad (4.2)$$

де  $\theta$  – крайовий кут змочування, звідси

$$Q = 2\alpha \cos \theta / r. \quad (4.3)$$

Таким чином, піднімальна сила меніска прямо пропорційна величині поверхневого натягу рідини  $\alpha$  і крайовому куту змочування  $\theta$  і обернено пропорційна радіусові капіляра  $r$ . Оскільки поверхневий натяг води зменшується при підвищенні її температури, відповідно знижується висота капілярного підняття, а його тривалість істотно збільшується. Крайовий кут змочування характеризує собою сили молекулярного притягання між водою і ґрунтовими частками, тому можна вважати, що величина капілярного підняття в ґрунтах залежить від сил молекулярної взаємодії між водою і твердими частками ґрунту.

На рис. 4.3 показана схема дії капілярних сил. Сили молекулярної взаємодії між водою і стінками капіляра показані векторами  $a$  і  $b$ . Кожний з них можна розкласти на дві складові сили ( $a_1, a_2$  і  $b_1, b_2$ ). Сили, спрямовані вгору по капілярі, обумовлюють піднімальну силу меніска  $Q$ .

Висота капілярного підняття в трубці постійного радіуса  $r$  відповідно до рівняння

$$H_k = 2\alpha \cos \theta / (r g \rho_w), \quad (4.4)$$



де  $g$  – прискорення вільного падіння;  $\rho_w$  – щільність рідини (для води  $\rho_w = 1,0$ ).

При повному змочуванні (при  $\theta = 0^\circ$  і щільності рідини  $\rho_w = 1,0$ ) і при заміні  $\alpha$  і  $g$  відповідними числовими значеннями для води рівняння (4.4) приймає вигляд

$$H_k = 0,15/r = 0,3/d, \quad (4.5)$$

де  $d$  – діаметр пори.

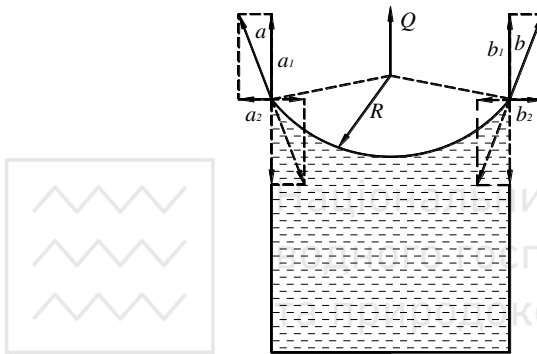


Рис. 4.3. Схема дії капілярних сил

Це рівняння відоме як *формула Жюрена*. Воно показує, що висота підняття води в капілярній трубці обернено пропорційна її радіусові.

Водопідйомна здатність ґрунтів залежить від ряду факторів, серед яких найбільш важливе значення мають зернову, агрегатну і мінералогічну складову ґрунту, структура і шаруватість його, а також ступінь початкового зволоження й ін.

Пилуваті супіски і суглинки, що володіють дрібними порами, особливо якщо вони ущільнені, характеризуються значною висотою капілярного підняття, однак меншої, чим може бути отримана розрахунком, виходячи з розмірів їхніх пор. Рух капілярної води в таких ґрунтах відбувається досить повільно.

У глинах, особливо при сильному їхньому ущільненні, що характеризуються незначною пористістю, капілярне підняття



звичайне не перевищує 1,5...2 м. Це пояснюється сильним набуханням глинистих часток, підвищенням в'язкості води в тонких порах, наявністю в них затисненого повітря й ін. Вода при цьому, що покриває тонкою плівкою глинисті частки або їхні мікроагрегати, ніби закупорює (кольматує) найтонші проміжки між ними (рис. 4.4). З цієї причини в дійсності найбільша висота капілярного підняття спостерігається в ґрунтах, середніх за зерновим складом і з нещільною будовою (у покривних суглинках і лесових ґрунтах). У таких ґрунтах капілярна вода піднімається на висоту 2...3 м протягом 6...12 місяців.

Великі розходження у висоті капілярного підняття води і швидкості її пересування в різних ґрунтах можна пояснити впливом колоїдно-хімічних властивостей ґрунту, наявністю в ґрунті обмінного натрію або кальцію, гумусових речовин або водорозчинних солей.

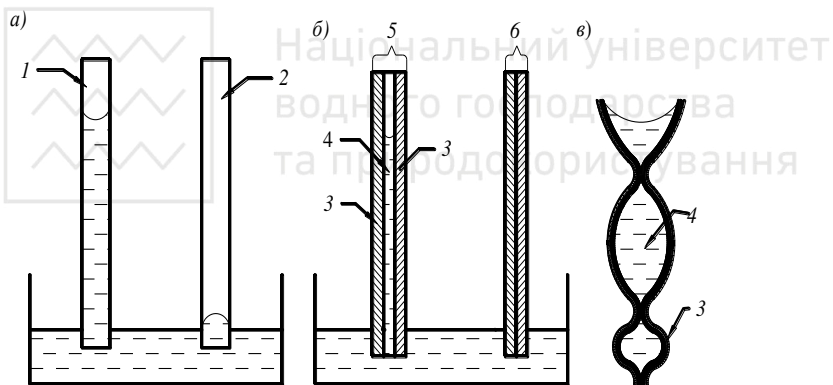


Рис. 4.4. Схема переміщення води в капілярах:

*a* — при наявності змочування 1 і при відсутності змочування після обробки ґрунту гідрофобними поверхнево-активними речовинами 2; *б* — при наявності в капілярі вільної води 5 і у випадку повного заповнення (кольматації) капіляра зв'язаною водою 6; *в* - кольматація тонких пор плівками зв'язаної води в чіточному капілярі в умовах підв'язаної вологи; 3 — зв'язана (плівкова вода); 4 — капілярна вода

Так, присутність в ґрунті обмінного натрію (у солонцях) призводить до руйнування мікроагрегатів ґрунту, викликає сильне набухання глинистих часток у воді, у результаті чого дрібні пори



заповнюються плівками міцно зв'язаної води, що призводить до припинення капілярного пересування води.

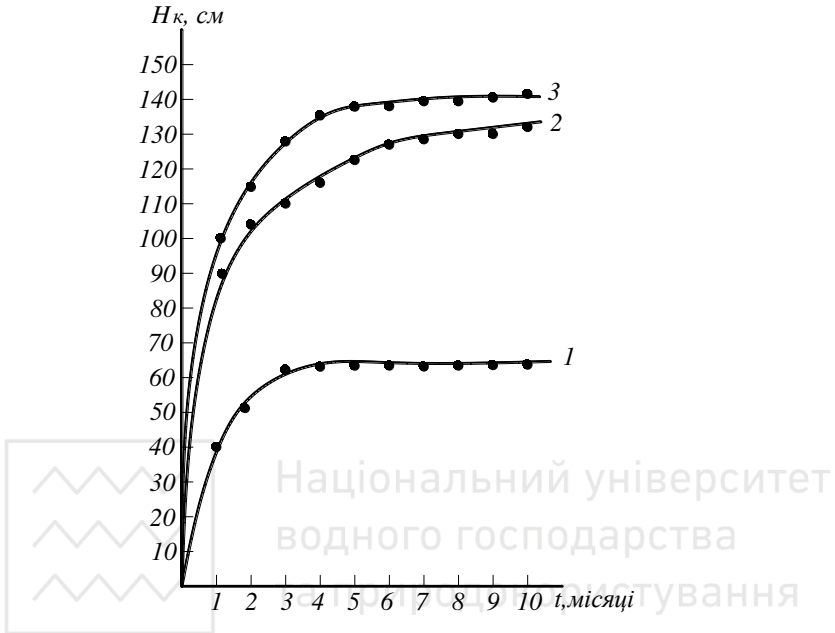


Рис. 4.5. Висота капілярного підняття води в ґрунтах у залежності від часу  $t$ .  
1 – супіски легкі; 2 – суглинок важкий пилуватий; 3 – глина пилувата

Переміщення по капілярах вологи в ґрунтах земляного полотна або в основах дорожніх одягів, можна усунути шляхом штучного введення в ґрунт гідрофобних поверхнево-активних речовин, що додають незмочуваність (гідрофобність) стінкам пор ґрунту (див. рис. 4.4).

Найбільш розповсюджений спосіб порівняльного визначення водопідйомної здатності полягає в безпосереднім спостереженні за капілярним підняттям води в ґрунті з порушеною природною структурою. Ґрунт після його роздрібнення завантажують у високу (до 2 м) скляну трубку, нижній кінець якої закривають тонкопористою сіткою або марлею, занурюють у посудину, рівень води в якому підтримують постійним протягом усього досліду. При цьому проводиться спостереження за висотою і швидкістю



капілярного підняття води в ґрунті, що помітно за його потемнінням (рис. 4.5).

Капілярну воду поділяють на три види: воду кутів пор; капілярно-підвішену; власну капілярну.

*Вода кутів пор* або затиснена (стикова) вода може бути також названа капілярно-раз'єдненою водою. Звужені ділянки, що наповнені водою кутів пор, звичайно ізольовані одна від одної і займають незначний простір стосовно всього об'єму пор. У порах знаходиться більше повітря, ніж води, і воно вільно переміщується в ґрунті.

*Капілярно-підвішена вода* найчастіше зустрічається в пісках і утворюється при змочуванні товщі ґрунту зверху. Підвішена вода відрізняється від власне капілярної тим, що вона не має безпосереднього зв'язку з рівнем ґрунтових вод і тому не може взаємодіяти з ним.

Підвішена вода здатна до пересування вгору в рідкій формі у випадку випару вологи в поверхневому шарі зволоженого ґрунту.

*Власне капілярна вода* пересувається до верху від рівня ґрунтових вод або в сторони, і при просиханні ґрунту її запас завжди поповнюється за рахунок підсмоктування води з нижче розміщеного горизонту ґрунтових вод *I* (*ГВ-I*). Волога над дзеркалом ґрунтових вод (шар *II*, рис. 4.6) заповнює пори ґрунту і є капілярно-підпертою. В міру віддалення від дзеркала ґрунтових вод все більша кількість великих пор (шар *III*, рис. 4.6) виявиться незаповнені водою, як це схематично показано на рисунку.

У зв'язку з цим вологість ґрунту в міру віддалення від дзеркала ґрунтових вод поступово зменшується. Вся та частина ґрунтової товщі, у межах якої виявляється капілярно-підперта волога, безпосередньо зв'язана з ґрунтовою водою, називається капілярною облямівкою ґрунтової води (шар *II*, рис. 4.6). Кількість капілярно-підпертої води, як видно з кривої (рис. 4.6,а), що може утримуватися в межах капілярної облямівки для визначеного об'єму ґрунту, може бути різним. Чим більше відстань від дзеркала ґрунтової води, тим менше кількість капілярно-підпертої води, а отже, тим менше вологість ґрунту в даному об'ємі. З цього випливає, що так названа капілярна вологоємність ґрунту, що відповідає капілярному насиченню ґрунту, не є постійною величиною. Крім потужності шару ґрунту величина капілярної



вологості залежить від висоти над дзеркалом ґрунтової води, на якій знаходиться цей шар ґрунту. Чим менше висота, тим більше величина капілярної вологості.

Якщо рівень ґрунтових вод (ГВ-1) понизиться до глибини ГВ-2, то відповідно опуститься вниз і капілярно-підперта волога і верхня границя капілярної облямівки займе положення КК-2 замість КК-1 (рис. 4.6, а).

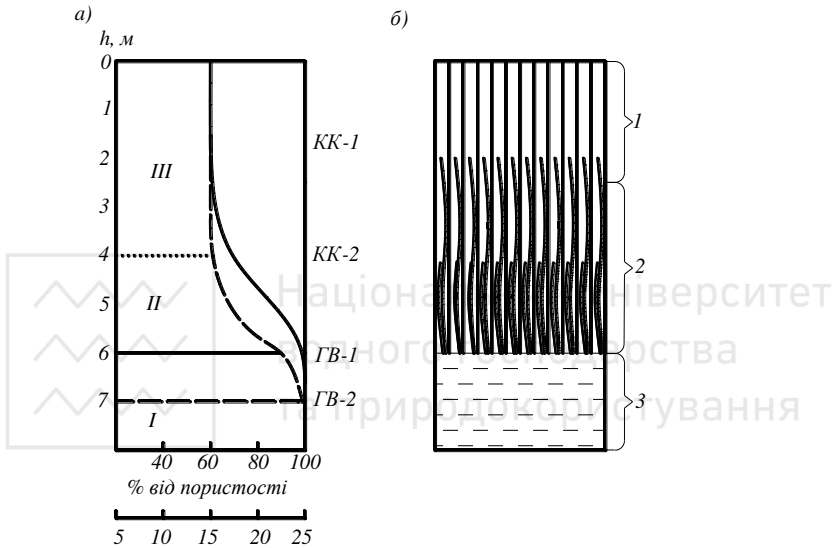


Рис. 4.6. Схема розподілу води в промоченій однорідній товщі ґрунту: а – вологість ґрунту в % від загальної пористості і від маси ґрунту; б – схематичний розподіл води в капілярах різного розміру; 1 – підвішена волога; 2 – капілярна облямівка; 3 – водоносний горизонт води

Пересування води в ґрунтах під сумарною дією капілярних сил і сил всмоктування плівкової води відіграє велику роль у накопиченні води в земляному полотні. На деякій висоті від рівня ґрунтових вод під впливом зазначених сил може відбуватися збільшення вологості ґрунту вище границі розкочування. При цьому ґрунт переходить у пластичний стан і стійкість його під навантаженням значно знижується.

Для обмеження збільшення вологості у верхніх шарах земляного полотна в результаті підсмоктування води знизу (від рівня



грунтових вод) необхідно забезпечити достатню висоту бровки земляного полотна над рівнем ґрунтових вод або ж виключити капілярне підсмоктування води шляхом влаштування прошарків, що капілярно-переривають, із крупнозернистих матеріалів.

#### 4.5. Переміщення води в ґрунтах. Поровий тиск

Різні форми води, що утримуються в ґрунтах, за винятком води, що знаходиться у твердому стані (лід у мерзлих ґрунтах) або води, що входить в кристалічні ґратки мінералів, при відомих умовах здатні переміщуватися в товщі ґрунту. У великих порах найбільше швидко відбувається просочування вільної (гравітаційної) води по порах ґрунту під впливом сили ваги.

Вільну воду поділяють на гравітаційну, що просочується і воду ґрунтового потоку. Вільна вода просочується до рівня ґрунтових вод, якщо тільки її запас не буде витрачений на заповнення дрібних капілярних пор, що спостерігається при її просочуванні через шари ґрунту з малою вологістю. При просочуванні через ґрунт вода, що рухається по порах, обтікаючи окремі частки ґрунту, діє на них з тиском і прагне потягнути їх із собою. Якщо фільтрована вода виходить на поверхню ґрунту, вона поступово розмиває ґрунт, захоплюючи його із собою (явище суфозії). Виникає *поровий* або *гідродинамічний тиск* – внутрішня сила, що розподілена по всьому об'єму ґрунту в зоні фільтрації води. Для встановлення гідродинамічного тиску розглянемо випадок фільтрації води через шар ґрунту (рис. 4.7).

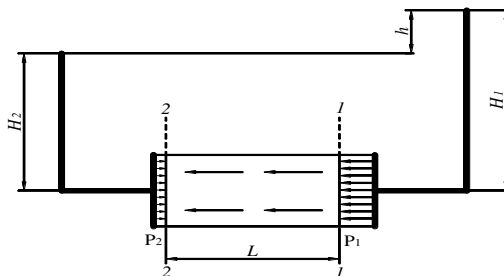


Рис. 4.7. Схема фільтрації води

Виріжмо з нього циліндр із площею основи  $\omega$  і довжиною  $L$ .





Тиск води на перерізі 1 – 1 дорівнює

$$p_1 = H_1 \rho_w \omega, \quad (4.6)$$

де  $\rho_w = 1$  – щільність води.

Тиск в перерізі 2 – 2:

$$p_2 = H_2 \rho_w \omega. \quad (4.7)$$

Опір просочуванню води, рівний фільтраційному тискові, що розподілений по всьому об'єму ґрунту. Звідси фільтраційний тиск, що доводиться на одиниця об'єму:

$$(p_1 - p_2)/(L\omega) = (H_1 - H_2)\rho_w / L. \quad (4.8)$$

Вираз  $(H_1 - H_2)/L = I$  – гідравлічний градієнт втрати напору на одиницю довжини шляху фільтрації.

Звідси величина фільтраційного тиску на одиниця об'єму ґрунту

$$p_o = \rho_w I. \quad (4.9)$$

Досить характерно, що в отриманий вираз не входить коефіцієнт фільтрації ґрунту, тому гідродинамічний тиск діє на скелет практично водонепроникних ґрунтів, наприклад, глин з досить низьким коефіцієнтом фільтрації. Цю обставину, доводиться враховувати при оцінці напруженого стану ґрунтових масивів.

Струмені води, що фільтрується через ґрунт, зустрічають опір з боку ґрунтового скелету, зв'язку з чим відбувається поступове падіння напору фільтруючої води і зменшення швидкості фільтрації. Для багатьох задач інженерної практики велике значення має встановлення шляхів фільтрації в тілі споруд і швидкостей фільтрації. Якщо в поздовжньому перерізі потоку ґрунтових вод з'єднати кривими всі точки з рівними напорами, то вийде система ліній рівних напорів – *еквіпотенціальних ліній*. Рух води між еквіпотенціальними лініями відбувається по найкоротшому напрямку: від ліній з великим напором до ліній з меншим напором.

Траєкторія руху води – лінії току перетинають еквіпотенціальні лінії під прямими кутами, утворюючи осередки гідродинамічної сітки (рис. 4.8). Побудова гідродинамічної сітки для будь-якого випадку фільтрації дозволяє знайти витрату води і гідродинамічний



тиск у різних точках поперечного перерізу, що має велике значення для оцінки стійкості ґрунтових споруд.

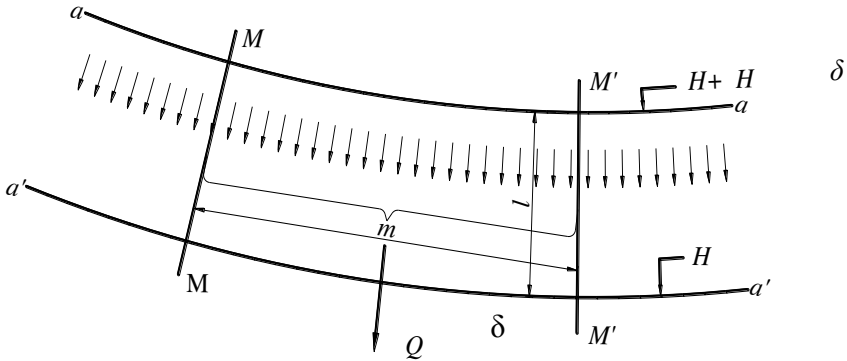


Рис. 4.8. Гідродинамічна сітка (стрілками показаний напрямок руху води);  $a - a'$  й  $a' - a'$  – екіпотенціальні лінії;  $M - M'$  і  $M' - M'$  – лінії току

#### 4.6. Негравітаційні види переміщення води в ґрунтах

Поряд з переміщенням води під дією сили ваги в ґрунтах відбуваються переміщення води, причиною яких є сили адсорбції води на поверхні часток і зміни цих сил під впливом виникаючої в ґрунті різниці електричних потенціалів.

Негравітаційне переміщення води в багатьох випадках відбувається в напрямку менш зволжених зон ґрунту, сприяючи їх перезволоженню, особливо в період охолодження ґрунтового масиву.

Для водного режиму земляного полотна автомобільних доріг велике значення має зволоження капілярною водою, що надходить у горизонтальному напрямку з бічних каналів. Переміщення капілярної води у вертикальному або похилому вверх напрямку відбувається завжди з рівномірно зменшуючою швидкістю. Чим більший розмір капілярних пор, тим швидше йде пересування по них води, але при цьому сили капілярного всмоктування стають усе менше і висота капілярного підняття води зі збільшенням розміру пор зменшується (див. рис. 4.5). При середньому розмірі пор більше



0,1 мм сили капілярного підняття практично зводяться до нуля і вода в таких проміжках переміщається тільки під дією сили ваги.

Досить характерне переміщення води в капілярно-насиченій зоні над рівнем ґрунтових вод у напрямку їхнього повздожнього ухилу. У деяких випадках неврахування цього явища призводить до фільтрації води через греблі при недостатній висоті замикаючого глинистого ядра або при поганій роботі дренажів, на укосах (рис.4.9).

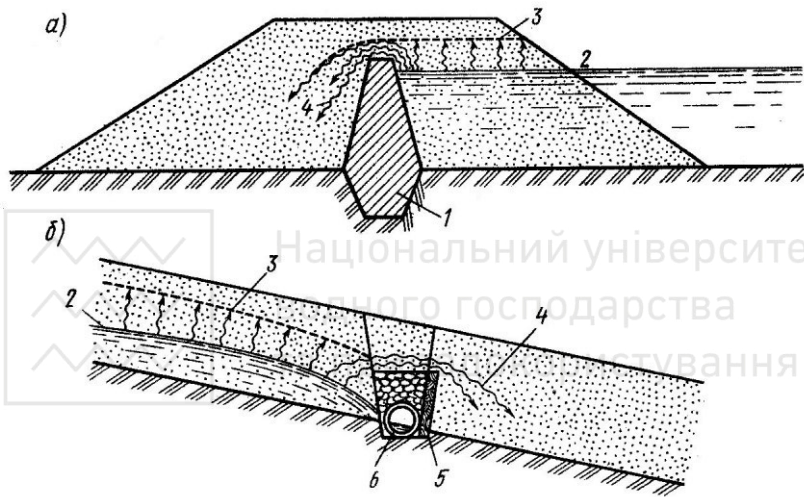


Рис. 4.9. Приклади фільтрації води в зоні капілярного підняття:

*a* – обтікання водонепроникного ядра, що має недостатню висоту, у греблі; *б* – обтікання дренажу, на косогорі; 1 – водонепроникне ядро; 2 – горизонт води; 3 – границя капілярного насичення; 4 – рух капілярної води; 5 – ізолюючий глинистий прошарок; 6 – дренажна труба

**Переміщення вологи в пароподібному стані.** У природних умовах унаслідок різниці температур у зоні аерації впродовж усього року відбувається пересування водяного пару у порах ґрунту. Водяні пари пересуваються в ґрунтах по порах з місць з великою пружністю пари в місця з меншою його пружністю. У природних умовах влітку ґрунти у верхніх шарах бувають нагріті більше, ніж на глибині, тому водяні пари пересуваються зверху вниз і, конденсуючи на деякій глибині, збільшують запас вологи в ґрунті



(явище підземної роси). Узимку, навпаки, внаслідок охолодження поверхні ґрунту відбувається пересування водяної пари з його нижніх шарів, що мають позитивну температуру, у верхні шари з негативною температурою. Це призводить до нагромадження вологи у верхніх шарах при їхньому промерзанні, особливо в пилюватих неущільнених ґрунтах, що володіють доброю повітропроникністю.

Водяний пар може також конденсуватися в ґрунті, надходячи з атмосфери, коли пружність водяного пару у повітрі стає більшою, ніж у ґрунтовій товщі. Кількість води, що надходить цим шляхом у ґрунт, може досягати 100 мм на рік.

Переміщення в ґрунті пару можливо в зоні, що має вологість, меншу повної капілярної вологості, коли меніски, що утворюються в контактах ґрунтових часток, закривають пори, по яких відбуваються конвекційні токи повітря.

#### 4.7. Водопроникність ґрунтів

Під водопроникністю ґрунтів мають на увазі здатність їх пропускати через свою товщу воду під впливом сили ваги. Однак у більш широкому понятті можна говорити і про проникність ґрунтів при інших видах переміщення вологи – капілярному, плівковому, пароподібному і електроосмотичному. В усіх випадках волога в тому або іншому вигляді переміщується по порах ґрунту (або по їх «стінкам» із ґрунтових часток) під дією виникаючого у ній напору.

Водопроникність є надзвичайно важливою властивістю ґрунтів. Її необхідно враховувати при використанні ґрунту для зведення насипів, при влаштуванні водовідвідних і осушувальних (дренажних) споруд, при розрахунках швидкості ущільнення ґрунту під навантаженням та ін. Найбільш вивчений рух води під дією гідростатичного напору.

Спостереження показують, що рух води через ґрунти, навіть крупнозернисті, є ламінарним. Тільки у великоуламкових кам'яних насипах і тріщинуватих ґрунтах може виникати турбулентний режим фільтрації.

Підвищення вмісту в ґрунті пилюватих і глинистих часток призводить до різкого зниження водопроникної здатності ґрунту (табл. 4.2).



Значення коефіцієнтів фільтрації для різних ґрунтів

Ґрунт	Ефективний діаметр часток, мм	Коефіцієнт фільтрації, м /добу	Ґрунт	Ефективний діаметр часток, мм	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Пісок:					
-	0,12	10,2	Торф	—	0,065
-	0,19	15,9	Пилуватий ґрунт	—	0,00008
-	0,14	16,4	Глина:		
-	0,22	34,4	пилувата	—	0,000009
-	0,28	52,8	жирна	—	0,0000005
-	0,49	11,2			

Зерновий склад ґрунту без врахування інших показників (наприклад, його будови, щільності й ін.) не може характеризувати його водопроникність. Значний вплив на водопроникність ґрунтів робить їх агрегатність (структурність) і будова.

При малих значеннях гідравлічного градієнта фільтраційна вода не може подолати в'язкого опору зсуву водних плівок, що обволікають частки ґрунтів і практично закриваючи тонкі пори між частками.

Найважчі за зерновим складом глинисті ґрунти можуть виявитися водопроникними, якщо вони володіють різко вираженою міцною проти розмокання структурою і великопористою будовою. Так, наприклад, просідаючі леси мають коефіцієнт фільтрації до 8,0 м/добу. При замочуванні й ущільненні вони можуть знизити коефіцієнт фільтрації до 0,001 м/добу.

Якщо присутні солі, що згортають колоїдні частки ґрунту, то водопроникність глинистого ґрунту збільшується. Солі ж, що сприяють розпаданню ґрунтових агрегатів на окремі елементарні частки (наприклад, сода в слабких розчинах), можуть викликати майже повне припинення фільтрації води.

Водопроникність ґрунтів значно залежить від ступеня їхнього ущільнення. Досліди показують, що коефіцієнт фільтрації при ущільненні ґрунту змінюється в лінійній залежності від коефіцієнта пористості. У сильно ущільнених глинистих ґрунтах тонкі пори між



частками заповнені замкнутою капілярною і зв'язаною водою. При малих значеннях гідравлічного градієнта фільтруюча вода не може перебороти в'язкого опору зсуву водних плівок, що адсорбовані на ґрунтових частках, практично закриваючи тонкі пори між частками. Рух її через ґрунт виявляється можливим лише при перевищенні критичного значення гідравлічного градієнта, що називають початковим градієнтом. До цього значення коефіцієнт фільтрації мізерно малий, і ґрунти можна вважати практично водонепроникними.

При градієнтах, що перевищують початковий, швидкість фільтрації описується лінійною залежністю

$$Q = k_{\phi} (I - I_{\text{поч}}), \quad (4.10)$$

де  $I_{\text{поч}}$  - початковий градієнт

Початковий градієнт для глинистих ґрунтів коливається в межах від 10 до 70. Значення його тим вище, чим більше вологість і ступінь ущільнення ґрунту. Вплив початкового градієнта доводиться враховувати при розрахунках осідань споруд на водонасичених мулистих і глинистих основах.

#### **4.8. Методи експериментального визначення коефіцієнта фільтрації ґрунтів**

Експериментальне визначення коефіцієнтів фільтрації ґрунтів виконують у лабораторних й у польових умовах. В усіх випадках вимірюють кількість води, що просочується через ґрунт за визначений час.

Прикладом удосконалених і універсальних приладів для визначення коефіцієнта фільтрації піщаних ґрунтів є прилад (КФ) для дослідження пісків як порушеної (від самої пухкої будови до максимальної щільності піску при стандартному ущільненні), так і непорушеної (природної) будови піщаного ґрунту (рис. 4.10). Дослід можна робити при постійних гідравлічних градієнтах від 0,1 до 1,0.

Для визначення коефіцієнта фільтрації піску непорушеної будови відбирають моноліти піщаного ґрунту в циліндри фільтраційної трубки.

Коефіцієнт фільтрації визначають розрахунком за формулою:



$$k_{\phi} = \frac{Q \cdot 864}{t \cdot F \cdot i}, \quad (4.11)$$

де  $Q$  – витрата води,  $\text{см}^3$ ;  $t$  – тривалість фільтрації води, с; 864 – перераховуючий коефіцієнт із  $\text{см}^3/\text{с}$  в  $\text{м}^3/\text{добу}$ ;  $F = 400 \text{ см}^2$  – площа поперечника перерізу циліндра;  $i$  – гідравлічний градієнт. Знайдений коефіцієнт фільтрації (у  $\text{м}^3/\text{добу}$ ) приводять до коефіцієнта при температурі  $10^\circ\text{C}$ , вводячи поправку

$$k_{\phi 10} = (0,7 + 0,03\Theta)k_{\phi}, \quad (4.12)$$

де  $\Theta$  – температура фільтруючої води.

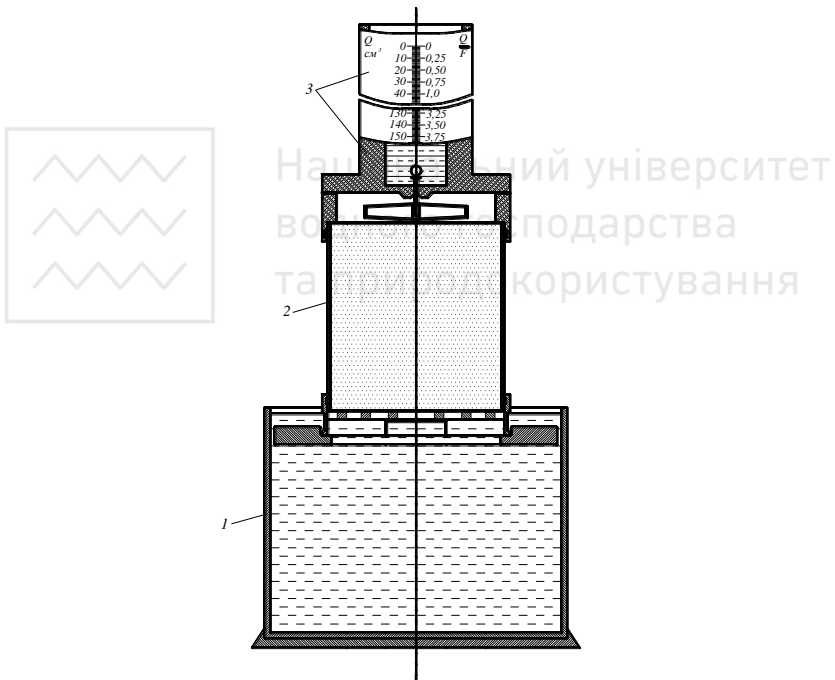


Рис. 4.10. Прилад для визначення коефіцієнта фільтрації пісків:

1 – корпус приладу; 2 – фільтраційний циліндр з ґрунтом; 3 – мірна посудина зі шкалою

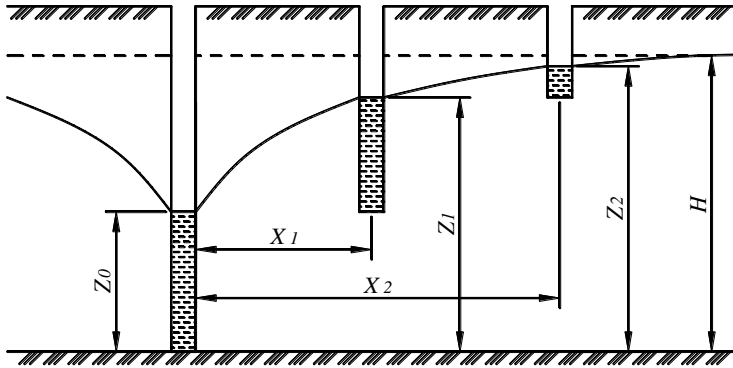


Рис. 4.11. Схема до визначення коефіцієнта фільтрації методом відкачки:

$H$  – товщина водо насиченого шару;  $z_0$  – рівень води в свердловині;  $z_1$ , і  $z_2$  – рівень води в контрольних свердловинах;  $x_1$  і  $x_2$  – відстань контрольних свердловин від основної свердловини

Досліди для глинистих ґрунтів таким способом вести неможливо.

В умовах природного залягання ґрунтів водопроникність залежить не тільки від їхньої зернового складу, але і від будови, тріщинуватості, наявності ходів, прокладених тваринами. Для визначення середньої величини коефіцієнта фільтрації використовують методи відкачки або нагнітання. При високому горизонті рівня ґрунтових вод відкачують воду з однієї свердловини і контролюють рівень ґрунтових вод у суміжній (рис. 4.11). Після встановлення постійного рівня ґрунтових вод (кривої депресії) визначають розрахунком коефіцієнт фільтрації за формулою:

$$k_{\phi} = \frac{q}{\pi} \frac{\ln(x_1 / x_2)}{z_1^2 - z_2^2}, \quad (4.13)$$

де  $q$  – витрата води за одиницю часу.





#### 4.9. Фільтрація солових розчинів в ґрунтах

В сучасних умовах дорожнього будівництва великого значення набувають проблеми, пов'язані з стійкістю, надійністю та безпекою експлуатації штучних споруд. В багатьох випадках експлуатація цих об'єктів відбувається при фільтрації підземних вод, що знаходяться під впливом певних джерел забруднень, зокрема різних солей.

Дослідженнями встановлено, що коефіцієнт фільтрації, а отже, і швидкість фільтрації можуть значно змінюватися в залежності від зміни концентрації розчинених у воді солей.

Це пояснюється тим, що ґрунт є складним пористим середовищем, яке здатне пропускати через себе рідини, гази та їх суміші, тобто бути проникливим. Ступінь проникливості у різних ґрунтах різна і визначається їх хіміко-мінеральним складом, структурно-текстурними особливостями, концентрацією і властивостями рідини, що фільтрується. Найменш вивченими з усіх перерахованих факторів є властивості рідини, що фільтрується. Встановлено, що проникливість одних і тих же ґрунтів значною мірою залежить від хімічного складу і концентрації фільтруючої рідини. Дослідження, що були виконані В.С. Шаровим і Б.В. Дерягіним, показали, що при фільтрації сольових розчинів з концентрацією до 10% через монтморілілітову глину, коефіцієнт фільтрації збільшився у 2 рази у порівнянні з фільтрацією чистої води.

Для вивчення параметрів фільтрації сольових розчинів в піщаних ґрунтах і встановлення кількісної оцінки їх впливу на проникливість ґрунтів нами в геотехнічній лабораторії кафедри основ і фундаментів Національного університету водного господарства і природокористування (НУВГП) виконано серію експериментів з визначення коефіцієнта фільтрації з урахуванням концентрації сольових розчинів. З метою зменшення похибки експерименту і впливу різноманітних факторів, досліди проводились для однорідних кварцових пісків середньої крупності і дрібних. Фільтруючою рідиною був розчин NaCl з концентрацією від 1,0 до 16%. Визначення коефіцієнта фільтрації сольового розчину виконувалось на стандартному приладі КФ – 1. Підготовка приладу



і ґрунту, що досліджувався, а також проведення самого експерименту, виконувалось за стандартною методикою.

На основі результатів проведених експериментальних досліджень фільтрації сольових розчинів у піщаних ґрунтах, їх математичної обробки та поширення цих досліджень на інші ґрунти, отримана наступна залежність коефіцієнта фільтрації від концентрації сольового розчину:

$$k_x = a_0 + a_1C + a_2C^2 + a_3C^3 + a_4C^4 + a_5C^5, \quad (4.14)$$

де  $a_0 = 8,2032$ ;  $a_1 = 4,6093$ ;  $a_2 = -1,1268$ ;  $a_3 = 0,10044$ ;

$a_4 = -0,003992$ ;  $a_5 = 0,0000590$ .

Крім того, результати математичної обробки даних експерименту у найзручнішому вигляді з вибором оптимального масштабу наведено на рис. 4.12 .

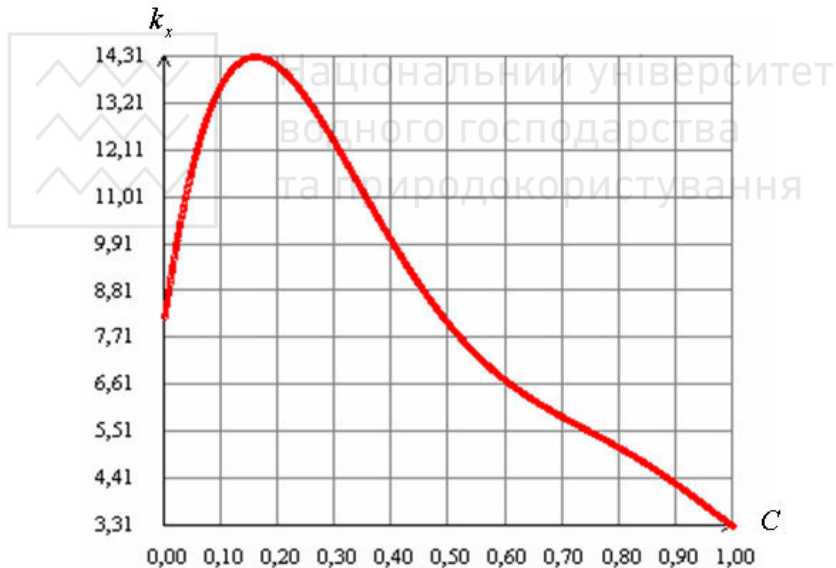


Рис. 4.12. Залежність коефіцієнта фільтрації ґрунту від концентрації сольового розчину (за даними досліджень Кузлю М.Т., Власюк А.П.)

Дані результати наведені для безрозмірної величини концентрації  $C$  згідно формули



$$\bar{c} = \frac{c}{C_m}, \quad (4.15)$$

де  $C_m$  – максимальна концентрація;  $c \in [0, C_m]$  – дана концентрація;  $\bar{c} \in [0, 1]$ .

Як видно із результатів дослідів при збільшенні концентрації сольового розчину NaCl від 0 до 5 % коефіцієнт фільтрації зростає. Зростання коефіцієнта фільтрації при збільшенні концентрації фільтруючого сольового розчину до 5 % відбувається внаслідок фізичного поглинання на межі дотику твердого тіла і розчину. Суть такого поглинання заключається у тому, що концентрація сольового розчину на межі дотику з мінеральними частинками відрізняється від загальної концентрації сольового розчину. Тобто, якщо визначати концентрацію будь-якого сольового розчину, що насичує ґрунт, то можна встановити, що концентрація сольового розчину біля самої мінеральної частинки ґрунту інша, ніж концентрація розчину в проміжках між частинками.

При цьому можуть бути два випадки. В першому випадку може бути, що концентрація розчину безпосередньо біля мінеральної частинки більша, ніж концентрація в залишковій масі між частинками.

В другому випадку спостерігається зворотне співвідношення концентрації сольового розчину. Це означає, що в поверхневому шарі концентрація розчину менша у порівнянні із залишковою його масою.

Таким чином, у першому випадку речовини притягуються до поверхні розділу двох фаз, а в другому випадку – відштовхуються цією поверхнею у внутрішню сторону розчину.

Дослідами встановлено, що розподіл концентрації розчинів на дві групи пов'язаний з їх впливом на величину поверхневого натягу води.

При невеликих концентраціях сольового розчину відбувається стиснення дифузійних шарів навколо мінеральних частинок скелету ґрунту. В результаті цього відбувається збільшення ефективного діаметру пор скелету ґрунту, а отже, і його проникливості.

Якщо не торкатися механізму змін, що відбуваються при адсорбційних процесах в поверхневих шарах, зв'язок явища



адсорбції з поверхневим натягом на межі двох фаз можна пояснити на основі наступних міркувань.

Насичений рідиною ґрунт являє собою дисперсну систему, в якій розчини солей можна розглядати як дисперсне середовище, а тверді мінеральні частинки – як її дисперсну фазу. Поверхнева енергія такої системи вимірюється поверхневим натягом, що виникає на межі дотику дисперсної фази з дисперсним середовищем і величиною сумарної поверхні всіх частин дисперсної фази. Всяка дисперсна система, згідно основного закону колоїдної хімії, намагається зменшити свою поверхневу енергію. В системі „ґрунтові частинки + розчин” зменшення її може відбуватися у результаті як зниження величини сумарної поверхні, так і зменшення поверхневого натягу води. Останній фактор і призводить до стиснення дифузійних шарів розчину.

При подальшому збільшенні концентрації сольового розчину спостерігається зниження водопроникності ґрунтів від наявності обмінного  $\text{Na}^+$ .  $\text{Na}^+$ , переходячи в поглинаючий комплекс, диспергує ґрунт. В результаті чого зменшується розмір пор і утворюється значна кількість зв'язної води в ґрунті. Ця вода перешкоджає руху вільної води і тим самим зменшує водопроникність ґрунтів.

Таке зниження коефіцієнта фільтрації при подальшому збільшенні концентрації сольового розчину пояснюється також значним зростанням в'язкості та густини фільтрату, оскільки, як відомо, між ними існує залежність

$$k = (k^* \rho g) / \mu, \quad (4.16)$$

де  $k^*$  – проникливість ґрунту;  $\mu$ ,  $\rho$  – відповідно в'язкість сольового розчину і його густина;  $g$  – прискорення вільного падіння.

У випадку фільтрації солевих розчинів коефіцієнт проникливості  $k^*$ , в'язкість  $\mu$  і густина  $\rho$  є функціями його концентрації, тобто  $k^* = k^*(c)$ ,  $\mu = \mu(c)$ ,  $\rho = \rho(c)$ . Тоді на основі (4.16) отримаємо, що

$$k = (k^*(c)\rho(c)g) / \mu(c). \quad (4.17)$$



#### 4.10. Теплові властивості ґрунтів

Тепловий режим товщі ґрунтів у земляному полотні і в основах штучних споруд дуже впливає на їхню стійкість. Існує цілий ряд інженерних заходів щодо проектування дорожніх одягів і земляного полотна автомобільних доріг для регулювання теплового режиму. При характеристиці теплового режиму ґрунтів необхідно знати теплоємність, теплопровідність і температуропровідність ґрунтів.

*Теплоємність ґрунтів* – величина змінна і характеризує здатність ґрунтів поглинати теплову енергію при теплообміні. Теплоємність є однієї з основних характеристик при теплотехнічних розрахунках. Її величина залежить від складу і вологості ґрунту.

Розрізняють об'ємну і питому (вагову) теплоємність ґрунтів. *Питома теплоємність*  $c$  чисельно дорівнює кількості теплоти, яку необхідно передати одиниці маси ґрунту для зміни його температури на  $1^{\circ}\text{C}$  при відсутності фазових переходів води. Її розмірність –  $\text{Дж}/(\text{кг}\cdot\text{K})$ . *Об'ємна теплоємність* чисельно дорівнює кількості теплоти, необхідному для зміни температури  $1\text{ м}^3$  ґрунту на  $1^{\circ}\text{C}$ . Розмірність її –  $\text{Дж}/(\text{м}^3\cdot\text{K})$ .

Найчастіше визначають питому (вагову) теплоємність ґрунтів, тому що вона є більш постійною величиною.

Теплоємність ґрунтів як багатофазних систем визначається теплоємністю їх твердої, рідкої і газоподібної складових і залежить від мінералогічного складу і вмісту органічних речовин.

Питома теплоємність  $c$  у більшості мінералів складає  $0,71\dots 0,92$   $\text{кДж}/(\text{кг}\cdot\text{K})$ . У сухих торфах і гумусованих ґрунтах  $c = 0,8\dots 2,1$   $\text{кДж}/(\text{кг}\cdot\text{K})$ . Теплоємність вологих ґрунтів завжди значно вище теплоємності сухих ґрунтів того ж складу.

Швидкість передачі теплоти в ґрунтах також залежить від їхньої вологості. Для характеристики поширення теплоти в ґрунтах прийнято користуватися двома величинами: теплопровідністю і температуропровідністю.

Теплопровідність ґрунтів характеризує їх здатність проводити теплоту. Ступінь провідності теплоти ґрунтів оцінюється коефіцієнтом теплопровідності  $\lambda$  ( $\text{Вт}/(\text{м}\cdot\text{K})$ ), що представляє собою величину, рівну кількості теплоти, яка переноситься за одиницю часу через одиницю площі при температурному градієнті, рівному



1. Для більшості мінералів, що складають тверду фазу ґрунту,  $\lambda$  складає 0,84...2,52 Вт/(м·К). Теплопровідність води дорівнює 0,59 Вт/(м·К), льоду -  $\sim 2,1$  Вт/(м·К), повітря - 0,021 Вт/(м·К).

Теплопровідність ґрунтів різко зростає зі збільшенням їхньої вологості, оскільки теплопровідність повітря, що заміщається водою в порах ґрунту, приблизно в 30 разів менше теплопровідності води. При повному заповненні всіх пор водою теплопровідність для даного ґрунту досягає найбільшого значення. Теплопровідність істотно залежить від щільності і пористості ґрунтів. Чим менше щільність, тим більше пористість ґрунту, тим менш щільно прилягають частки одна до одної і тим менше стає його теплопровідність.

Штучне ущільнення ґрунтів призводить до збільшення їхньої теплопровідності. Істотна зміна теплового режиму дорожнього одягу і земляного полотна відбувається при очищенні снігу проїзної частини автомобільних доріг у зимовий час.

Температуропровідність ґрунтів характеризує швидкість поширення температури внаслідок поглинання або віддачі теплоти. Під температуропровідністю розуміють зміну температури 1 см<sup>3</sup> ґрунту, викликану надходженням деякої кількості теплоти, що протікає за 1с через 1 см<sup>2</sup> поперечного перерізу при різниці температур, рівної 1°, на відстані 1 см. Вона оцінюється коефіцієнтом температуропровідності  $\alpha$  (м<sup>2</sup>/с), що чисельно дорівнює теплопровідності ґрунту з об'ємною теплоємністю  $c_v$ , рівній одиниці:

$$\alpha = \lambda / c_v. \quad (4.18)$$

Температуропровідність ґрунтів, так само як і їхня теплопровідність, знаходиться в залежності від співвідношення твердої, рідкої і газоподібної фаз ґрунту. Структурні особливості і будова ґрунту, стан вологості і температура при цьому також істотно впливають на ці теплові характеристики ґрунту.

#### **4.11. Водний і тепловий режим поверхневої товщі ґрунтів і земляного полотна**

Вміст у ґрунті води, повітря і його температури можуть змінюватися навіть протягом доби (на поверхні ґрунту і на



невеликій глибині – 20...50 см). Значні коливання вологи і температури ґрунту в більш глибоких шарах спостерігаються в різні періоди року. Мінливість цих величин впливає на фізичні і механічні властивості товщі ґрунтів і земляного полотна.

Зміни температури ґрунтів призводять звичайно до змін їхньої вологості, оскільки в процесах перерозподілу (міграції) вологи велику роль відіграють температурні градієнти. Тому при вивченні закономірностей змін вологості і температури ґрунтів часто користуються узагальненим поняттям про водно-тепловий режим ґрунту, розглядаючи зміни температури і вологості спільно.

Водний режим складається з процесів надходження, витрати і пересування вологи в ґрунтовій товщі і земляному полотні. Для поверхневих шарів ґрунту в умовах природного залягання характерні три типи водного режиму:

1) *промивний* – кількість опадів, що надходять у ґрунт, перевищує величину випару і надходження води з нижче розміщених шарів ґрунту. Вода просочується до рівня ґрунтових вод. Такий водний режим характерний для північних і західних районів країни з надлишковим зволоженням;

2) *непромивний* – кількість води, що проникає в ґрунт недостатньо для насичення всієї товщі ґрунту до рівня ґрунтових вод. Поблизу денної поверхні утворюється горизонт підвищеної капілярної вологи. Між шаром, що піддається щорічному промочуванню, і капілярно-вологим ґрунтом над рівнем ґрунтових вод розташований шар ґрунту з постійною низькою вологістю. Непромивний тип зволоження характерний для степових районів недостатнього зволоження;

3) *випарний* – випар перевищує кількість опадів, що випадають. Вода, що випаровується, підтягується з горизонту ґрунтових вод по капілярах і у вигляді водяного пару. Такий водний режим характерний для степових і пустельних районів, для місць із близьким заляганням ґрунтових вод (солончаки).

Найважливішими факторами, що впливають на зміну вологості ґрунтів поверхневого шару, є: кліматичні умови місцевості; коливання температури в тілі земляного полотна; властивості його ґрунтів, що складають; рівень ґрунтових вод з урахуванням його коливання протягом року; ступінь мінералізації (засоленість) води, що заповнює пори ґрунту.



При недостатній висоті земляного полотна або його ущільненні відбувається збільшення вологості ґрунтів у період зимового промерзання з утворенням водяних прошарків. При замерзанні вологого ґрунту збільшується об'єм його і відбувається підняття поверхні ґрунту – вздимання. Величина вздимання характеризується коефіцієнтом вздимання – відношенням величини підняття ґрунту  $h$  до глибини його промерзання  $z$ , визначеним у відсотках.

Спостереження багатьох дослідників за зміною впродовж року температури і вологості верхніх шарів земляного полотна показали, що в лісовій і лісостеповій зонах на ділянках, де можливе підтягування в зону промерзання капілярної, плівкової і пароподібної води, існує чітко виявлений річний цикл зміни вологості і температури ґрунтів верхніх шарів земляного полотна. В ньому можна виділити наступні стадії.

1. Осіння стадія початкового підвищення вологості верхніх шарів земляного полотна в результаті всмоктування атмосферних опадів і недостатнього випару. У піщаних ґрунтах велика частина опадів, що випадають, просочується в глибину. У зв'язних ґрунтах вода, що просочується, в зв'язку з малою їхньою водопроникністю, накопичується у верхніх горизонтах.

2. Стадія промерзання ґрунту, що супроводжується нагромадженням у верхніх шарах земляного полотна вологи, котра переміщується з більш глибоких шарів під дією негативних температур. Як показали дані численних спостережень, можна вважати, що швидкість промерзання підлягає емпіричній залежності

$$H_{np} = \sqrt{2at}, \quad (4.19)$$

де  $H_{np}$  – глибина промерзання;  $a$  – коефіцієнт, що залежить від кліматичних умов;  $t$  – кількість днів з моменту встановлення середньої мінусової температури –  $5^{\circ}\text{C}$ .

При сприятливих ґрунтово-геологічних умовах коефіцієнт вздимання не перевищує 2...3%, в особливо несприятливих випадках може досягати 15%.

3. Весняна стадія відтавання, максимального вологонасичення і зниження міцності починається з наступанням плюсових температур на поверхні. Вологість ґрунту різко збільшується за рахунок води, що надходить при таненні крижаних прошарків, що





утворилися взимку; іноді вологість наближається до границі текучості.

4. Період просихання верхніх шарів земляного полотна в результаті просочування надлишкової вологи через укуси, випаровуванні, гідратації ґрунтових часток, обезводнення процесами зимової міграції.

Терміни настання перерахованих етапів водно-теплового режиму земляного полотна істотно залежать від погодних умов і клімату місцевості і тому вони можуть зміщатися в ту або іншу сторону.

З метою попередження вздимання ґрунту на дорогах розроблений ряд прийомів, що перешкоджають інтенсивному зимовому вологонакопиченню: інтенсивне ущільнення ґрунту в земляному полотні, зниження рівня ґрунтових вод, переривання підтягування води водонепроникними прошарками, влаштування теплоізоляційних шарів, що обмежують промерзання ґрунту верхніх шарів земляного полотна, зниження температури замерзання води в тілі земляного полотна розчинами гігроскопічних солей, заміна набухаючих ґрунтів й ін.

### ***Питання для самоконтролю***

1. У яких станах може знаходитися вода у ґрунті?
2. Яка буває вода у ґрунті в залежності від ступені її зв'язності з мінеральними частками ґрунту?
3. Охарактеризуйте найголовніші ознаки і властивості зв'язної води у ґрунті.
4. Охарактеризуйте найголовніші ознаки і властивості капілярної і вільної (гравітаційної) води у ґрунті.
5. Назвіть основні складові ґрунту.
6. Дайте характеристику трьохфазного ґрунту.
7. Які ґрунти у механіці ґрунтів називають двофазною системою або ґрунтовою масою?
8. Дайте кількісну і якісну оцінку капілярним явищам в ґрунтах.
9. Як називається фільтраційний (гідродинамічний) тиск води у ґрунті?
10. Як відбувається негравітаційне переміщення води у ґрунті?
11. Охарактеризуйте переміщення вологи у ґрунті в пароподібному стані.
12. Як встановлюється коефіцієнт фільтрації в лабораторних умовах за допомогою приладу КФ?



13. Як визначається коефіцієнт фільтрації у польових умовах за методом відкачки або нагнітання води у свердловинах?
14. Що таке теплоємність ґрунтів?
15. Дайте аналіз водному і тепловому режиму поверхневої товщі ґрунтів і земляного полотна.

## **5. ХАРАКТЕРНІ ҐРУНТИ УКРАЇНИ І ДОРОЖНЬО-КЛІМАТИЧНЕ РАЙОНУВАННЯ**

### **5.1. Класифікація ґрунтів**

Досить істотною специфічною особливістю дорожнього й аеродромного будівництва є широке використання різноманітних ґрунтів (гірських порід і ґрунтів) для влаштування земляного полотна і дорожніх одягів. Для правильного використання ґрунтів у будівельних цілях дуже важливе значення має науково обґрунтована класифікація ґрунтів за рядом ознак.

Основними критеріями при складанні загальної інженерно-геологічної класифікації ґрунтів повинні бути: геологічні ознаки (вік, генезис і ін.); хіміко-мінералогічні і петрографічні ознаки; фізичний стан; атмосферна стійкість; механічна міцність і деформованість ґрунту.

В основі такої класифікації повинні лежати загальновідомі групи порід, що одночасно є найважливішими генетичними і петрографічними групами (магматичні, метаморфічні й осадові породи). Поряд з цим у розглянутій класифікації повинні знайти місце широке розповсюджені в природі ґрунту і різноманітні за складом і властивостями штучні ґрунти, що є продуктом виробничої діяльності людини. У класифікації повинні бути відбиті не тільки генезис (походження) породи, наприклад «еолові піски», «алювіальні руслові піски», але також і ті зміни, що перетерпіла порода надалі: її цементация, засоленість і інші особливості структури і властивостей, що впливають на поведінку і стійкість ґрунту в інженерних спорудах.

Класифікація ґрунтів, затверджена державним стандартом України, є обов'язковою для застосування при інженерно-геологічних вишукуваннях, а також при проектуванні і будівництві



будівель і споруд, у тому числі автомобільних доріг і аеродромів (ДСТУ Б В 2.1-2-96 Ґрунти. Класифікація).

Класифікація ґрунтів включає такі таксономічні одиниці, що виділяються за групами ознак:

- клас – за загальним характером структурних зв'язків;
- група – за характером структурних зв'язків (з урахуванням їх міцності);
- підгрупа – за походженням та умовами утворення;
- тип – за речовим складом;
- вид – за найменуванням ґрунтів (з урахуванням розмірів часток та показників властивостей);
- різновиди – за кількісними показниками речовинного складу, властивостей та структури ґрунтів.

За класом ґрунти бувають: скельні, напівскельні, дисперсні.

Ґрунт скельний – ґрунт, що складається з кристалічного одного чи декількох мінералів які мають жорсткі структурні зв'язки кристалізаційного типу.

Ґрунт напівскельний – ґрунт, що складається з одного чи декількох мінералів які мають жорсткі структурні зв'язки цементаційного типу.

Умовна границя між скельними та напівскельними ґрунтами приймається по міцності на одноосьовий стиск ( $R_c \geq 5 \text{МПа}$  – скельні ґрунти,  $R_c < 5 \text{МПа}$  – напівскельні ґрунти).

Ґрунт дисперсний – ґрунт, що складається з окремих мінеральних часток (зернин) різного розміру, слабпов'язаних один з одним і утворюється в результаті вивітріння скельних ґрунтів з наступним транспортуванням продуктів вивітрювання водним чи еоловим шляхом та їх відкладання.

Дисперсні ґрунти бувають:

- великоуламкові;
- піщані;
- глинисті;
- мули;
- сапропелі;
- заторфовані ґрунти.

Ґрунт великоуламковий – незв'язний мінеральний ґрунт, в якому маса часток розміром більше 2 мм складає більше 50%.



Піщаний – незв'язний мінеральний ґрунт, в якому маса часток розміром менших за 2 мм складає більше 50%.

Ґрунт глинистий – зв'язний мінеральний ґрунт, що має число пластичності  $I_p \geq 1$ .

Мул – водонасичений сучасний осад переважно морських акваторій, що містить органічну речовину у вигляді рослинних залишків та гумусу. Звичайно верхні шари мулу мають коефіцієнт пористості  $e \geq 0.9$ , текучу консистенцію  $I_L > 1$ .

Сапропель - прісноводний мул, що утворюється на дні водоймищ з продуктів розкладу рослинних та тваринних організмів і містить більше 10% (за масою) органічної речовини у вигляді гумусу та рослинних залишків.

Ґрунт заторфований – пісок та глинистий ґрунт, що містить від 10 до 50% (за масою) торфу.

У зв'язку з обмеженістю курсу зупинимося більш детально на аналізі різновидів піщаних і глинистих ґрунтів.

Різновиди піщаних ґрунтів виділяються за:

- гранулометричним складом;
- ступенем неоднорідності гранулометричного складу;
- коефіцієнтом водонасичення;
- коефіцієнтом пористості;
- ступенем щільності.

За гранулометричним складом піщані ґрунти підрозділяються згідно таблиці 2.1.

За коефіцієнтом водонасичення піщані ґрунти підрозділяються згідно таблиці 5.1.

Таблиця 5.1

Різновиди піщаних ґрунтів

Різновид ґрунтів	Коефіцієнт водонасичення $S_r$ , д.о.
Малого водонасичення	ступеня 0-0,50
Середнього водонасичення	ступеня 0,50-0,80
Насичені водою	0,80-1,00



За коефіцієнтом пористості піщані ґрунти підрозділяються згідно таблиці 5.2.

Таблиця 5.2

## Різновиди піщаних ґрунтів

Різновид пісків	Коефіцієнт пористості $e$		
	Піски гравіюваті, крупні та середньої крупності	Піски дрібні	Піски пилюваті
Щільний	<0,55	<0,60	<0,60
Середньої щільності	0,55-0,70	0,60-0,75	0,60-0,80
Пухкий	>0,70	>0,75	>0,80

За ступенем щільності  $I_D$  піщані ґрунти підрозділяються згідно таблиці 5.3.

Таблиця 5.3

## Різновиди піщаних ґрунтів

Різновид пісків	Ступінь щільності $I_D$ , д.о.
Слабоущільнений	0-0,33
Середньоущільнений	0,33-0,66
Сильноущільнений	0,66-1,00

Ступінь щільності піщаних ґрунтів  $I_D$  визначається за формулою:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \quad (5.1)$$

де  $e$  – коефіцієнт пористості при природному чи штучному складанні;

$e_{\max}$  – коефіцієнт пористості у гранично-щільному складанні;

$e_{\min}$  – коефіцієнт пористості у гранично-пухкому складанні.



Різновиди глинистих ґрунтів розділяються за числом пластичності та гранулометричним складом згідно таблиці 2.2.

За показником текучості глинисті ґрунти підрозділяються згідно таблиці 5.4.

Таблиця 5.4.

## Різновиди глинистих ґрунтів

Різнovid ґрунтів	Показник текучості $I_l$
Супісок:	
Твердий	<0
Пластичний	0-1
Текучий	>1
Суглинки та глини:	
Тверді	<0
Напівтверді	0-0,25
Тугопластичні	0,25-0,50
М'якопластичні	0,50-0,75
Теучопластичні	0,75-1,00
Теучі	>1,00

За відносною деформацією набухання без навантаження  $\varepsilon_{sw}$  глинисті ґрунти підрозділяються за таблицею 5.5.

Таблиця 5.5

## Різновиди глинистих ґрунтів

Різнovid ґрунтів	Відносна деформація набухання без навантаження $\varepsilon_{sw}$ д.о.
Ненабухаючий	<0,04
Слабонабухаючий	0,04-0,08
Середньонабухаючий	0,0-0,12
Сильнонабухаючий	>0,12

Коефіцієнт відносного набухання визначається за формулою:



$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (5.2)$$

де  $h_{sat}$  – висота зразка ґрунту після його вільного набухання;  
 $h_n$  – початкова висота зразка ґрунту в природній вологості.

За відносною деформацією просідання глинисті ґрунти підрозділяються згідно таблиці 5.6.

Таблиця 5.6

Різновиди глинистих ґрунтів

Різнovid ґрунтів	Відносна деформація просідання $\varepsilon_{SL}$
Непросідаючий	<0,01
Просідаючий	>0,01

Відносне просідання визначається за формулою:



$$\varepsilon_{sc} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}}, \quad (5.3)$$

де  $h_{n,p}$  і  $h_{sat,p}$  – висота зразка відповідно природної вологості і після його повного водонасичення при тиску  $P$ ;

$h_{n,g}$  – висота зразка природної вологості при тиску  $\sigma_{zg}$ .

## 5.2. Типи ґрунтів, що найбільш розповсюджені на території України

У загальній будівельній класифікації ґрунтів осадові породи без твердих структурних зв'язків виділені в окрему групу, що включає досить велике і різноманітне коло порід – від високодисперсних глин до великоуламкових порід. У більшості випадків – це найбільш молоді за віком породи, що сформувалися в четвертинний (антропогенний) період. У цей період корінні породи покрилися могутньою товщею четвертинних відкладень: моренними глинами і суглинками, водно-льодовиковими пісками і великоуламковими породами, лесами і лесовидними суглинками, пухкими пісками, торфом і іншими породами.



Відкладення четвертинної системи, як коврою, покривають земну поверхню, майже повсюди ховаючи під собою більш давні, дочетвертинні, утворення. Четвертинні відкладення найчастіше є природними основами для інженерних споруд, від якості яких багато в чому залежить конструкція фундаментів і міцність самих споруд. Вони ж широко використовуються як матеріали для насипів, дамб, дорожніх одягів і інш. Нижче дається коротка характеристика найбільш розповсюджених типів четвертинних відкладень.

**Ґрунти льодовикового походження** утворилися в період заледеніння, що відбувалися в четвертинний період і характеризується періодичним наступом і таненням льодовика. Заледеніння захоплювало величезну територію в північній частині Європи й Азії. У результаті цього на території, що лежить на північ від лінії Лондон – Краків – Житомир – Київ – Суми, утворилася величезна товща ґрунтів (до 100 м і більше) льодовикового походження різного складу і властивостей. Серед ґрунтів льодовикового походження найбільш поширені: 1) моренні відкладення (морена); 2) флювіогляціальні (водно-льодовикові) відкладення; 3) озерно-льодовикові ґрунти.

*Моренні відкладення* являють собою скупчення уламків гірських порід різної крупності і більш тонкий суглинистий матеріал, що знаходиться як у масі льодовика, так і поза ним. Розрізняють морени кінцеві й основні.

Ґрунти кінцевих морен заслуговують на велику увагу, оскільки серед них часто зустрічаються скупчення високоякісних дорожньо-будівельних матеріалів – валуни, гравійно-галькові і піщані.

Основні морени відрізняються досить неоднорідним зерновим складом і бувають представлені супесями, суглинками або глинами з включеннями валунів, гальки і гравію різної крупності. Моренні відкладення залягають нерівномірною товщею потужністю від одного до декількох десятків метрів на території України, що колись була покрита льодовиком. В умовах природного залягання моренні ґрунти характеризуються досить великою щільністю. Так, щільність моренних суглинків дорівнює зазвичай  $2,0...2,2 \text{ т/м}^3$ , що складає  $1,05...1,10$  їхньої максимальної щільності при стандартному ущільненні.





Внаслідок великої щільності, що є результатом багатовікового ущільнення вологих ґрунтів тиском льодовика, і наявності великих включень кам'яних матеріалів (валунів, гравію) моренні ґрунти характеризуються високою стійкістю; практично вони нестигливі. У зв'язку з цим моренні супіски, суглинки і глини є досить стійкими природними основами.

Поряд з позитивними якостями моренних ґрунтів як основ слід зазначити і їхній недолік, що виявляється при використанні цих ґрунтів як матеріалу для зведення земляних споруд (насипів, гребель і ін.). Великі валуни, що утримуються в моренних відкладеннях (розміром більш 30 см) часто затрудняють застосування звичайних засобів механізації для розробки виїмок або кар'єрів і перешкоджають рівномірному ущільненню таких ґрунтів при зведенні насипів.

*Флювіогляціальні відкладення* – це відкладення тих тимчасових рік і потоків, що утворилися в результаті танення льодовиків. З флювіогляціальних відкладень найбільш широко розповсюджені ґрунти, що утворилися в результаті відкладень розливів талих льодовикових вод на територіях, що відносно віддалені від льодовика, котрий розтанув. У цьому випадку більш відсортовані тонкозернисті ґрунти відкладалися у вигляді різнозернистих пісків, супісків і пилуватих суглинків або глин. Останні називають звичайно покривними суглинками і глинами, оскільки вони, як ковдрою, покривають четвертинні утворення, що виникли раніше.

В Україні покривні суглинки і глини широко розповсюджені і покривають моренні відкладення. Характерними рисами цих суглинків і глин є гарна відсортованість часток, малий вміст піщаних часток, відсутність у них валунів і гравію, добре виражена крупногоріхова і призматична структура у верхніх шарах. Ґрунтові дороги на покривних суглинках і глинах у сухий час року дуже пильні, а в періоди бездоріжжя по них не можна проїхати. При сильному зволоженні такі ґрунти швидко розмокають, налипають на колеса автомобілів, утворюючи липкий бруд.

**Лес і лесовидні суглинки** формуються за певних умов на території лісостепів і степів, а також на гірських схилах; вони являють собою своєрідний тип континентальних глинистих відкладень. Лесом називають малозв'язну, що легко розтирається між пальцями, нешарувату породу світло-жовтого кольору,



пронизану тонкими вертикальними круглими ходами, що залишені відмерлими стеблами і коренями рослин.

За рядом властивостей і зернового складу леси наближаються до покривних суглинків. У них відсутні звичайно піщані частки крупніше 0,25 мм, але зате переважає фракція великого і дрібного пилу (частки 0,05...0,005 мм), вміст якої досягає 60...70% за масою.

Леси дуже пористі і містять карбонати кальцію в кількості 10...20% і більше. Вони характеризуються великою макропористістю, тобто витягнутих у вертикальному напрямку пор (каналов), розмір яких значно перевищує розмір часток, що входять до складу лесів. Леси мають характерну рису давати просідання, зменшуватися в об'ємі при зволоженні з утворенням характерних мікроформ рельєфу «степових блюдець». Слід зазначити, що при будівництві автомобільних доріг просідання лесових основ є негативним чинником, тому що вона може викликати осідання насипів, зеуви й оповзання укосів глибоких виїмок, різні деформації штучних споруд, що побудовані на цих основах.

Разом з тим просідаючі леси є чудовими матеріалами для зведень насипів, оскільки розробка цих ґрунтів нескладна, а штучне ущільнення до максимальної щільності при оптимальній вологості зовсім виключає просідання. При розробці лесових ґрунтів і зведенні з них насипів коефіцієнт відносного ущільнення (стосовно щільності ґрунту в резерві) іноді дорівнює 1,20...1,25. Просідаючі лесові ґрунти завдяки наявності карбонатів кальцію, мікроагрегатній структурі, відносно невеликої зв'язності і легкої розпушуваності добре зміцнюються неорганічними (цементом, вапном) і органічними (бітумом, дьогтем) в'язучими матеріалами.

В оголеннях леси утворюють вертикальні стінки, обриви. У місцях лесових відкладень звичайно виникають глибокі яри, що швидко збільшуються всередину і у сторони через дію текучих вод.

**Алювіальні ґрунти** зазвичай представлені гравійно-гальковими відкладеннями, піском різної крупності, лесовими або мулистими утвореннями, рідше суглинками і глинами. Алювіальними ґрунтами звичайно складені надзаплавні тераси, заплави і русла. Потужність алювіальних ґрунтів може коливатися в широких межах: у долинах гірських рік – від декількох сантиметрів до 6 м; у долинах рівнинних рік – до 50 м і більш.



При будівництві автомобільних доріг великоуламкові і піщані алювіальні ґрунти представляють практичний інтерес і широко використовуються як основи під опори мостів і як місцеві дорожньо-будівельні матеріали.

**Елювіальні ґрунти** утворюються в результаті розпаду корінних скельних порід і нагромадження на місці глинистих речовин у корі вивітрювання. Звичайно елювіальні ґрунти накопичуються на пологих гірських схилах або плоскогір'ях (плато), де відсутній або сильно ослаблений поверхневий стік, а процеси хімічного вивітрювання, протікають досить інтенсивно. Характер і властивості елювіальних ґрунтів досить різноманітні і залежать від хімічного і мінерального складу тих порід, у результаті руйнування яких вони утворилися.

На Україні в місцях виходу магматичних гірських порід (граніт та ін.) на поверхні часто залягає шар елювію, що називається жорствою. Жорства являє собою слабо зцементований крупнозернистий матеріал (2...20 мм), що має в природних умовах досить щільну будову. Завдяки гострореберним обломкам, великій їхній міцності і здатності до цементації, жорства є гарним матеріалом для влаштування дорожніх основ і покриттів полегшеного типу.

**Болота та їх відкладення** (біогенні ґрунти) розташовуються на ділянках земної поверхні, що характеризуються надлишковим зволоженням верхніх шарів гірських порід, розвитком болотної рослинності й утворенням торфу. Суха речовина торфу складається з рослинних залишків, що не розклалися (рослинні волокна, продукти їхнього розкладання), у вигляді гумусу і мінеральних речовин – золи (її вміст не перевищує 40%). Болота займають величезні площі на Україні. Вони сформувалися в четвертинний період. За походженням, характерові рослинності й інших ознак болота поділяють на три види: 1) верхові, що живляться атмосферною водою; 2) низинні, що живляться ґрунтовою, річковою або озерною водою; 3) перехідного типу, живлення яких відбувається за рахунок атмосферних і ґрунтових вод.

Верхові болота розповсюджені на вододілах переважно в лісовій зоні, що характеризується великою кількістю атмосферних опадів, (450...600 мм у рік), малим випаром води з поверхні ґрунту і невисокою середньою річною температурою. Згодом на цих



ділянках з'являються вологолюбні мохи. Мох вологоємний поглинає води в 15...20 разів більше своєї власної маси; він всмоктує майже усю воду, що випадає у вигляді атмосферних опадів, і тим самим ускладнює проникнення повітря в масу рослинних залишків. У результаті цього процес розкладання органічних речовин протікає досить повільно і відбувається нагромадження торфу.

Низинні болота утворюються в низьких місцях (у долинах рік, на березі озер, морів та ін.), але іноді також на схилах у місцях виходу ґрунтових вод на денну поверхню. Живлення низинних боліт в основному відбувається за рахунок ґрунтових вод, що містять підвищену кількість мінеральних солей. Для цього виду боліт характерне проростання такого роду трав'янистих рослин, як осока, очерет, а з деревних порід – вільхи й осини. Торф низинних боліт містить велику кількість зольних речовин (до 40%) і має трохи меншу вологоємність, ніж торф моховий (до 50% і більше).

При висиханні торфів спостерігається значна усадка, величина якої визначається початковою вологістю, ступенем розкладання і зольністю. У залежності від вологості величина об'ємної усадки складає 14...44%. Механічне руйнування суттєво збільшує об'ємну усадку торфу внаслідок збільшення його дисперсності і руйнування природного каркаса з рослинних волокон. Неоднорідність будови і складу торф'яного покладу і сильне стискання торфу можуть призвести до значних нерівномірних осадок земляного полотна.

### **5.3. Ґрунтоутворюючі процеси і головні його чинники**

За класифікацією ґрунтів, що застосовується в різних видах будівництва (ДСТУ Б В. 2.1-2-96), у класі ґрунтів, без твердих структурних зв'язків як самостійну підгрупу ґрунтів виділяються ґрунти різного типу і зернового складу. У дорожнім будівництві ґрунт вивчається, як місцевий будівельний матеріал і як основа для різних дорожніх споруд.

Всебічне науково обґрунтоване вивчення властивостей поверхневих шарів («денних») пухких гірських порід, що називаються ґрунтами, і встановлення законів їхнього формування і поступової зміни (еволюції) було почато в 80-х роках 19-го сторіччя проф. В. В. Докучаєвим. Їм була сформульована прогресивна ідея



про необхідність вивчення всіх природних явищ з точки зору їхнього походження (генезису), взаємозв'язку з навколишньою природою і динаміки розвитку.

Такий єдино правильний підхід до наукового пізнання природи призвів до встановлення нового якісного поняття про ґрунт як особливе природно-історичне тіло, що виникає в природі в результаті взаємодії ряду факторів ґрунтоутворення.

Наука ґрунтознавство, набула широкого застосування не тільки в області сільського господарства, але й у цілому ряді інших галузей виробництва. У працях багатьох вчених були розвинуті ідеї про ґрунти як природно-історичні утворення у напрямку практичного використання їх при будівництві різних інженерних споруд і особливо будівництві автомобільних доріг і аеродромів.

Як і всяке природне утворення, ґрунт знаходиться в стані безперервної зміни, поступового розвитку (еволюції) їх властивостей і взаємодії з навколишнім середовищем.

У якості основних природних факторів ґрунтоутворення можна виділити: материнську гірську породу; клімат; рельєф; живі організми (рослини і тварини); вік. Важливим фактором перетворення природних властивостей ґрунту є також господарська діяльність людини.

У випадку використання ґрунту в різних будівельних цілях, наприклад при будівництві автомобільних доріг і аеродромів, інженерна діяльність людини особливо сильно змінює властивості ґрунту, порушуючи умови їх природного залягання. В окремих випадках природні властивості ґрунту й особливо їх водно-тепловий режим і будова піддаються корінній зміні і поліпшенню з погляду використання їх як матеріалу для зведення споруд або основ споруд.

ґрунтоутворюючий процес у природній обстановці протікає одночасно і разом із процесом вивітрювання з моменту зародження на поверхні Землі органічного життя. Цей процес являє собою складний комплекс явищ, під дією яких гірська (материнська) порода змінюється і набуває згодом ряд нових властивостей і ознак, у тому числі основна якісна ознака ґрунту – його родючість.

При взаємодії земляного полотна, а також використанні ґрунту як основи штучних інженерних споруд (мостів, труб і ін.) всебічно враховують фізичні властивості ґрунту, а також їх мінеральний і



хімічний склад. При розробці способів по закріпленню укосів насипів і виїмок і створенню снігозахисних або протиерозійних рослинних смуг крім зазначених вище властивостей ґрунтів обов'язково враховують і використовують основну їх якість – родючість.

У природі існує тісний взаємозв'язок між ґрунтовим і рослинним покривами. Цей важливий фактор широко використовують у період польових вишукувань нових автомобільних доріг, а також для дешифрування аерофотознімків у випадку використання цього методу для призначення траси доріг, що проектується.

У результаті поступового і тривалого розвитку ґрунтоутворюючого процесу первісна материнська гірська порода починає розчленовуватися на шари, котрі відрізняються за зовнішнім виглядом, що називаються генетичними горизонтами ґрунту. Сполучення цих горизонтів у визначеній послідовності складає морфологічний (зовнішній) профіль ґрунту. Генетичні горизонти відрізняються між собою не тільки зовнішніми ознаками, але (що особливо важливо в дорожньо-будівельному відношенні) мають досить різні фізико-механічні і колоїдно-хімічні властивості. За ступенями виразності і сукупності ряду властивостей генетичних горизонтів ми можемо встановити стадію ґрунтоутворюючого процесу, його фізичні властивості, будову, а також характер і спрямованість водного і теплового режимів.

У ґрунтознавстві всю товщу ґрунту розділяють зазвичай на три шари – горизонти, позначаючи їх послідовно зверху вниз буквами *A*, *B* і *C*. Кожний з цих горизонтів може бути поділений на підгоризонти, що позначаються тими ж буквами, але із індексами, наприклад, подгоризонти *A*<sub>1</sub> і *A*<sub>2</sub> або *B*<sub>1</sub> і *B*<sub>2</sub> і т.д.

В умовах дорожнього будівництва можливі часті порушення природної будови ґрунту (насипи, виїмки, влаштування каналів та ін.) і змішування матеріалу окремих горизонтів. Порушення природної будови, перериває природний ґрунтоутворюючий процес, але не призводить до швидкої втрати основних колоїдно-хімічних, а частково і фізичних властивостей, властивому даному ґрунтові.

**Зовнішні (морфологічні) ознаки ґрунтів** – колір, структура, будова та ін. – є відображенням процесу формування (генезису) ґрунтів, а отже, і верхніх шарів ґрунтів.



Колір ґрунтів пов'язаний з їх хімічною і мінеральною складовою і залежить від фізичного стану ґрунтів. Фарбування ґрунтів є істотною ознакою для виділення ґрунтових горизонтів, підгоризонтів і окремих шарів ґрунту. Чорний колір вказує на великий вміст органічних речовин у ґрунті, наприклад гумусу (у чорноземі) або торфу (торф'яно-болотисті ґрунти). При вмісті гумусу в кількості 5% і менше чорне фарбування переходить у темно-сіре і сіре. Білуватий колір ґрунтових горизонтів звичайно свідчить про процеси вилуговування, вимивання (елювіальний подгоризонт  $A_2$  у дерено-підзолистих ґрунтах), світле фарбування – про накопичення тонкопіщаних і пилуватих часток кремнезему ( $SiO_2$ ). Червонуватий і червоно-бурий колір свідчить про присутність у ґрунтах залізистих сполук і мінералів.

Фарбування ґрунтів у природі змінюються в дуже широких межах.

*Структура ґрунтів.* В умовах природного залягання ґрунти, особливо ґрунти верхніх горизонтів, не є монолітними. При розробці можна часто встановити, що вони розпадаються на шматки, що називаються структурними агрегатами. Ступінь виразності, міцність і форма структурних агрегатів відбивають процеси, що протікають у ґрунті, і служать важливою ознакою, що характеризує колоїдно-хімічні і фізико-механічні властивості ґрунтів. На міцність і ступінь виразності структури, крім фізико-хімічних факторів (наявність колоїдних часток й електролітів), дуже впливають також ущільнююча дія коренів рослин, діяльність мікроорганізмів і чисто фізичні фактори – коливання температури і вологості, замерзання і відтаювання ґрунтів.

За пропозицією проф. С. А. Захарова, структурні агрегати (макроструктури) у залежності від їхньої форми поділяють на три типи: *I* – кубовидні, у яких розміри граней приблизно однакові за трьома взаємно перпендикулярними осями; *II* – призмovidні, у яких грані розвинуті і витягнуті переважно по вертикальній осі; *III* – плитовидні, у яких грані розвинуті переважно за двома горизонтальними осями і мають коротший розмір у вертикальному напрямку. Ці макроструктури в залежності від розмірів структурних агрегатів підрозділяють на окремі види і різновиди.

Наявність добре вираженої зернистої й горіхуватої структур при одночасній наявності в ґрунті водомічної мікроструктури сприяє і



полегшує розробку ґрунту землерийними машинами, а також є досить позитивним фактором при зміцненні ґрунтів в'язучими матеріалами.

*Будова ґрунту.* Визначається його ущільненістю і опором розробці. Зв'язна будова характерна для глин або суглинків, у моренних відкладах. Розсипчастою будовою володіють ґрунти, позбавлені будь-якої структури. Пориста будова типова для лесів, що пронизана порами діаметром від 1 до 3 мм й більше.

У порах і порожнинах ґрунту відкладаються новоутворення – видимі неозброєним оком скупчення і виділення речовин, що утворилися в результатах ґрунтоутворення, вивітрювання й інших природних процесів.

Наявність у ґрунті тих або інших новоутворень  $SiO_2$ ,  $CaCO_3$ ,  $CaSO_4 \cdot 2H_2O$  ( $Fe_2O_3 \cdot nH_2O$  і ін.), їх кількісний і якісний склад і форма, так само як і структура, дозволяють розпізнавати в польовій обстановці генезис ґрунту і розкривати процеси, що проходять у ньому, а також одержувати орієнтоване уявлення про хімічний склад і фізико-хімічні особливості даного ґрунту.

#### 5.4. Генетична класифікація ґрунтів і їхня зональність у природі

Кожен генетичний ґрунтовий тип характеризується властивими йому фізичними і хімічними властивостями і умовами водного і повітряного режимів, тобто певним розподілом вологості за глибиною ґрунтового перерізу. Окремі великі фази в розвитку ґрунтового типу дозволяють виділяти характерні підтипи ґрунтів, а також при необхідності робити за рядом кількісних ознак більш детальний поділ типів ґрунтів на види і різновиди. Основні типи ґрунтів виявляють зональний, тобто поясний (широтний), характер розподілу їх на земній кулі.

*Зональні ґрунти* займають великі простори; їхнє походження і властивості залежать від загальних фізико-географічних і особливо біологічних факторів, властивих даній зоні. До зональних ґрунтів відносять тундрові, підзолисті, сірі лісові, чорноземи, буроземи та ін. Поряд із зональними ґрунтами виділяють класи інтразональних





ґрунтів, розподіл яких по поверхні земної кулі не підлягає законові зональності.

*Інтразональні* ґрунти залягають невеликими смугами або площами серед зональних. Вони формуються в місцях, де окремі фактори ґрунтоутворення переважають над загальними зональними факторами. До інтразональних ґрунтів відносять солонці, солончаки, перегнійно-карбонатні ґрунти та ін.

Таким чином, одним з основних положень ґрунтознавства є закономірність географічного розташування ґрунтових утворень. Ґрунтовий покрив будь-якої земної поверхні закономірний у відношенні свого місця залягання, характеру будови і складу.

**Закон горизонтальних ґрунтових зон** був сформульований Н. М. Сібірцевим. Відповідно до цього закону основні типи ґрунтів розподілені на земній поверхні зонально (тобто смугами). Однак згодом було встановлено, що чітка географічна послідовність ґрунтових типів може порушуватися втручанням різних місцевих геоморфологічних, геологічних і інших особливостей, що перешкоджають розвиткові тих або інших типів ґрунтів.

Подальше вивчення географічного поширення ґрунтів дозволило встановити проф. В. В. Докучаєву **закон вертикальних зон**. Він полягає в тому, що в міру підняття від рівня моря до вершин високих гір спостерігається ряд вертикальних ґрунтових зон, що послідовно змінюють одна іншу. Закон вертикальних зон дозволяє правильно розкривати закономірність у послідовній зміні ґрунтового покриву не тільки в гірських країнах, але і розпізнавати причини відхилень, що спостерігаються в рівнинних місцевостях, що мають різну висоту над рівнем моря.

### **5.5. Ґрунтові зони і їх характеристики. Типи ґрунтів на території України**

Найважливішими і найбільш розповсюдженими генетичними типами ґрунтів з півночі на південь нашої країни є: підзолисті ґрунти; сірі лісові ґрунти; бурі лісові ґрунти; чорноземи підзолисті і вилужені; чорноземи типові; темно-каштанові і світло-каштанові ґрунти; солонці; засолені ґрунти (солончаки). Ці типи ґрунтів генетично зв'язані між собою, незважаючи на всю їхню розмаїтість за складом і властивостям. Подальший поділ типів ґрунтів на



підтипи, види і різновиди роблять з урахуванням генезису, будови, мінерального складу і інших особливостей ґрунту. Нижче коротко розглядаються найбільш важливі особливості кліматичних і ґрунтових зон.

**Лісова зона.** Основними зональними типами ґрунту є підзолисті і сіро-лісові з перевагою останніх. Широко поширені болотні і заболочені ґрунти.

Підзолотворюючий процес, що переважає і широко розповсюджений у цій зоні, протікає в умовах надлишку вологи і є результатом сукупного впливу на материнську породу деревної рослинності і грибною мікрофлори у верхніх горизонтах ґрунту. У результаті цих впливів склад материнських порід змінюється. При цьому відбувається перерозподіл окремих речовин по вертикальному профілю. Перевага процесів вилугування обумовлює кислу реакцію підзолистих ґрунтів і призводить у розпилений стан їх тонко дисперсну частину.

Вертикальний профіль підзолистих ґрунтів добре диференційований на горизонти і подгоризонти, легко розпізнаються за фарбуванням, структурі й іншим ознакам, кожний з яких характеризується своїми фізико-механічними властивостями і відношенням до в'язучих речовин.

В умовах рівнинного рельєфу при повільному стоці води або близькому заляганні рівня ґрунтових вод у результаті тривалого існування лукотрав'янистої рослинності підзолисті ґрунти заболочуються. Поступово з поверхні утворюється напівторф'янистий, а потім і торф'янистий горизонт різної потужності.

У природі спостерігається цілий ряд ґрунтових різноманітностей перехідного типу між дерено-підзолистим і болотними з різним ступенем заболочування. Такі ґрунти відносяться до виду напівболотних ґрунтів.

Болотні ґрунти найбільше сильно відображають процес заболочування, де переважають процеси накопичення напіврозкладеної органічної речовини. Болотні торф'яно-глейові ґрунти мають торф'яний горизонт *A* потужністю до 50 см і нижчележачий глеєвий горизонт. При потужності торф'яного шару більш 50 см болотні ґрунти називають торф'яними. Болотні і напівболотні ґрунти займають великі площі в дерено-підзолистій



зоні і зоні сірих лісових ґрунтів. Однак ці ґрунти можуть зустрічатися й у південніших зонах. Тому їх відносять до класу інтразональних ґрунтів.

Для дорожнього будівництва території, що зайняті напівболотними і болотними ґрунтами, досить несприятливі.

**Лісостепова зона.** Ця зона складена в основному із сіролесових ґрунтів і вилугованих чорноземів. Ґрунтовий покрив цієї зони дуже різноманітний. У північній частині переважають ґрунти підзолистого типу – сполучення сірих лісових ґрунтів і невеликих площ вилугованого чорнозему. У південній частині зони переважають вилуговані, а також типові потужні чорноземи. Сірі лісові ґрунти, а особливо дерено-підзолисті зустрічаються на невеликих площах.

У понижених частинах рельєфу часто зустрічаються різновиди класу інтразональних ґрунтів: луко-чорноземні, луко-болотні ґрунти і солонці.

Річна сума опадів лісостепової зони – від 550 мм у північній частині зони до 400 мм у південній і до 300 мм у східній. Найбільш типові для цієї зони сірі лісові ґрунти формуються на покривних і лесовидних суглинках і мають наступні добре виражені морфологічні ознаки. Гумусовий горизонт *A* пофарбований у темно-сірий або сірий колір з пухкою будовою і часто пластинчато-листовою структурою. Підгоризонт *A*<sub>2</sub> помітно освітлений і містить багато білястої кремнеземистої присипки на поверхні структурних елементів. Горизонт *B* зазвичай ущільнений, характеризується добре вираженою горіховою структурою і темно-бурим фарбуванням. Найбільш розповсюджені поверхневі (материнські) гірські породи в цій зоні — леси і лесовидні суглинки, а також покривні суглинки.

Для дорожнього будівництва лісостепова зона неоднорідна. Поряд з ділянками зі сприятливим водним режимом великі площі зайняті лесовими пилувато-суглинистими ґрунтами з поганим водовідведенням. Процеси нагромадження вологи в осінньо-зимовий період на таких ґрунтах призводять до різкого зниження їхньої несучої здатності. Для різних методів зміцнення ця зона більш сприятлива, ніж підзолиста лісова. Кам'яні матеріали на більшій частині території цієї зони відсутні.



## Степова (чорноземна зона).

Чорноземи різних видів і різновидів – типові ґрунти зони степів. Річна кількість опадів у цій зоні коливається від 450 до 300 мм. Сніговий покрив не перевищує зазвичай 20 см на заході і 30 см на сході.

У залежності від фази розвитку чорноземних ґрунтів, пов'язаних з властивостями материнських порід, рельєфом і геологічною будовою, місцевості, чорноземи поділяють на ряд підтипів. Головними серед них є: деградований (північний), вилугований, звичайний і південний.

Вертикальний профіль звичайного суглинистого чорнозему наступний: потужний перегнійний (гумусовий) горизонт  $A$ , що розповсюджений на глибину 40...60 см, а іноді і більше, має темне фарбування. В вологому стані фарбування приймає чорний колір з жирним відтінком. Зерниста структура чорнозему особливо добре виражена в підгоризонті  $A_1$ ; у підгоризонті  $A_2$  вона укрупнюється. Потужність гумусового горизонту коливається від 25 до 150 см (іноді доходить до 200 см). Вміст гумусу може коливатися від 3 (супіщані чорноземи) до 20% (чорноземи на глинах), але в середньому гумус утримується в межах 7 – 10%. Ступінь виразності структури буває різна.

У чорноземній зоні досить велика територія зайнята луко-чорноземними, солонцюватими ґрунтами, рідше солонцями і солончаками. Переважно ґрунтоутворюючими породами в цій зоні є типові леси, лесовидні суглинки, покривні глини і суглинки різного походження. Чорноземна зона розташована до півдня від лісостепу. Південна границя проходить по лінії Одеса – Мелітополь – Ростов-на-Дону.

Для дорожнього будівництва чорноземні ґрунти часто недостатньо сприятливі, особливо в північній частині зони.

Дорожньо-кліматичні зони, границі яких приблизно збігаються з границями ґрунтових зон, що фіксують поширення ґрунтів, які відносять до класу зональних: I зона – зона вічномерзлих і тундрових ґрунтів; II зона – лісова зона надлишкового зволоження, що сприяє формуванню підзолистих, дерено-підзолистих, напівболотних і болотних ґрунтів; III зона включає лісостепову зону і степову, що представляє собою перехідну до типової степової зони (характеризується змінним зволоженням і надзвичайно різноманітним ґрунтовим покривом; підзолисті та сірі лісові ґрунти



чергуються з вилугованими чорноземами, напівболотними і луко-чорноземними ґрунтами); IV зона – степова і зона сухих степів. Вона характеризується недостатнім зволоженням і перевагою чорноземів і каштанових ґрунтів різних видів; V зона – посушлива, напівпустельна і пустельна, з характерним ґрунтовим покривом – сіроземами, бурими пустельними ґрунтами, солонцями і солончаками.

Гірські райони, де на клімат впливає висота місцевості і при цьому проявляється вертикальна зональність у ґрунтовому покриві, виділяють у VI зону. Ця зона винятково різноманітна, але вона мало вивчена для застосування в дорожнім будівництві.

Для більш диференційованого обліку впливу рельєфу, мікроклімату і гідрогеологічних умов на водно-тепловий режим земляного полотна, а отже, і на його міцність на більш обмежених по довжині ділянках усередині кожної з перерахованих вище широтних макрозон прийнято виділяти три типи місцевості за характером поверхневого стоку і ступеня зволоження. Типи місцевості є свосередними мікрозонами.

До першого типу місцевості в I-III зонах відносять сухі місця без надлишкового зволоження з забезпеченим поверхневим стоком води; при цьому ґрунту не мають ознак заболочування. Водороздільні ділянки в IV-V зонах, хоча і не мають поверхневого стоку води, також повинні відноситися до першого типу місцевості оскільки в цих зонах у силу теплого сухого клімату випар вологи в кілька разів перевищує кількість опадів, що випадають впродовж року, і вологість ґрунтової товщі, як правило, значно менше оптимальної вологості при стандартному ущільненні ґрунтів. До другого типу місцевості відносять місця з надлишковим зволоженням в окремі періоди року і незабезпеченим поверхневим стоком води, що викликає періодичний застій її у весняний і осінній періоди. Ці місця з постійним надлишковим зволоженням і близьким заляганням ґрунтових вод або верховодки відносять до третього типу місцевості. Такий поділ місцевості, хоча він й умовний, у загальному вигляді об'єктивно відображає сполучення і вплив ряду природних факторів.

Власне кажучи, в кожній з п'яти дорожньо-кліматичних зон перший тип місцевості характеризує собою поширення класу зональних ґрунтів, що відповідають умовам даної природної зони.



Другий і третій типи місцевості в більшості випадків характеризують собою ділянки території, зайняті типами ґрунтів, що відносяться до класу інтерзональних, хоча і не виключається наявність зональних ґрунтів.

Слід також зазначити, що розподіл на три типи місцевості закономірно відбиває особливості зволоження всередині кожної зони. З цього, звичайно, не випливає, що ділянки території I і II зон, віднесені до першого типу місцевості, рівноцінні з комплексу факторів і ступеня зволоження, наприклад, ділянкам в IV і V зонах при цьому ж типі місцевості.

До цього необхідно додати, що перераховані закономірності зволоження місцевості розглядають стосовно до ділянок території з перевагою глинистих ґрунтів. При піщаних ґрунтах з потужністю більш 2 м ці закономірності будуть іншими і безумовно більш сприятливими для дорожнього будівництва.

Розглянуті закономірності в розподілі ґрунтів по зонах і типах місцевості, а також за ступенем зволоження використовують при виборі елементів земляного полотна і товщини конструктивних шарів дорожніх одягів, методів зміцнення ґрунтів, а також при розробці заходів щодо зміцнення укосів виїмок і насипів рослинним покривом і виборі рослинності для влаштування снігозахисних смуг.

### ***Питання для самоконтролю***

1. Як класифікуються за класом (загальним характером структурних зв'язків) ґрунти?
2. Які ґрунти називаємо скельними і напівскельними?
3. Які бувають дисперсні ґрунти?
4. Назвіть різновиди піщаних ґрунтів за гранулометричним складом, коефіцієнтом пористості, коефіцієнтом водонасичення і ступенем щільності.
5. Назвіть різновиди глинистих ґрунтів за показником текучості.
6. Як підрозділяються глинисті ґрунти за відносною деформацією набухання?
7. Як підрозділяються глинисті ґрунти за відносною деформацією просідання?
8. Дайте характеристику ґрунтів льодовикового походження.
9. Охарактеризуйте леси і лесовидні ґрунти.
10. Що собою представляють алювіальні і елювіальні ґрунти?



11. Дайте характеристику болотам.
12. Охарактеризуйте ґрунтоутворюючі процеси.
13. Що таке зональні і інтразональні ґрунти?
14. Дайте інтерпретацію законів горизонтальних і вертикальних ґрунтових зон.
15. Які є ґрунтові зони на Україні і їх характеристика?

## **6. ОПІР ҐРУНТІВ СТИСКАННЮ**

### **6.1. Процеси, що відбуваються в ґрунті при дії навантаження**

Деформація ґрунту, помітна при зануренні в ґрунт споруди або колеса, що передає на нього тиск, є зовнішнім проявом процесів, котрі протікають у ґрунті під дією поля напружень, що створюється зовнішнім навантаженням. Напруження викликають переміщення структурних агрегатів і окремих часток, з яких складається ґрунт, що супроводжуються зміною їхнього взаємного розташування і частковим руйнуванням.

Усі деформації незалежно від причин, що їх викликають, можуть бути поділені на дві групи: об'ємні деформації стискання, при яких ґрунтові частки переважно зближаються, укладаючись більш щільно, і деформації зрушення, що супроводжуються зсувами часток зі зміною взаємного їхнього розташування.

У товщі ґрунту, що деформується, відбуваються наступні види переміщень: 1) взаємні зсуви структурних агрегатів і окремих ґрунтових часток з руйнуванням утримуючих їхніх зв'язків, що супроводжуються щільнішим укладанням і зміною орієнтації глинистих часток; 2) стиснення і руйнування структурних агрегатів, звичайно пов'язане з ущільненням ґрунту (самі ґрунтові частки при тисках, що зустрічаються в будівельній практиці, як правило, не деформуються); 3) витискання вільної води і повітря з пор ґрунту, що супроводжує щільніше укладання структурних агрегатів і ґрунтових часток, що призводить до зменшення пористості ґрунту; 4) стискання і витиснення плівок адсорбованої води в точках взаємного зіткнення глинистих і пилюватих часток («точках контакту»); 5) стискання і часткове розчинення у воді пухирців повітря, затиснених у порах ґрунту. Роль кожного з цих явищ у



загальному процесі деформації залежить від зернового складу, будови, ступеня ущільнення і вологості ґрунту.

Взаємні зсуви ґрунтових часток і структурних агрегатів мають вирішальне значення при деформаціях незв'язних і макропористих ґрунтів (наприклад, лесів) або ґрунтів з порушеною структурою, з яких звели інженерні споруди – греблі, насипи, дамби. Для таких ґрунтів характерно мала кількість зв'язків між окремими елементами ґрунтового скелету. Напруження, що виникають у ґрунтовому масиві при дії навантажень, перевищують зв'язки, що існують в точках контакту між окремими частками і структурними агрегатами, і змушують їх переміщатися в нове, більш стійке положення. При вологості ґрунтів, меншій капілярної вологості структурні агрегати зазвичай міцніші, ніж зв'язки між ними, і деформації ґрунту зводяться в основному до переміщень і подрібнення структурних агрегатів.

Деформація ґрунту, що припинилася, під зовнішнім навантаженням може знову виникнути при додатковому впливі нових факторів, що знижують міцність структурних агрегатів (наприклад, просідання лесових ґрунтів при зволоженні або осідання мерзлих ґрунтів, що містять включення льоду при відтаванні).

Зміна товщини плівок зв'язаної води має значення при деформаціях високодисперсних глинистих ґрунтів. У пластинчатих глинистих часток товщина водних плівок майже однакова з товщиною самих часток, тому зближення часток при витисненні плівок може відігравати істотну роль у загальній величині стискання ґрунту. Плівка води має в'язкість, що зменшується в міру віддалення від поверхні частки (див. розділ 4.1). При зближенні двох часток діючими на них силами відбувається часткове витиснення води в місцях контакту між частками. При знятті навантаження відбувається пружне відновлення плівки.

Вміст повітря у ґрунті не відображається на перебігу деформацій в ньому. При переміщеннях ґрунтових часток повітря може стискуватися, а надалі (частково після зняття навантаження), просочуючись через ґрунт, поступово виходити в атмосферу.

Для ґрунтів характерне значне об'ємне стискання, що відрізняє їх від інших будівельних матеріалів, у більшості яких зміна форми практично не супроводжується зміною щільності. При ущільненні





грунтів більш компактне укладання ґрунтових часток призводить до зміни їх механічних властивостей. При цьому міцність їх звичайно збільшується.

Деякі з зазначених вище деформацій є незворотніми, інші часто відновлюються при знятті навантаження (тобто є пружними). Цілком незворотніми деформаціями ґрунту є: взаємні зрушення ґрунтових часток і структурних елементів; руйнування структурних елементів і ґрунтових часток; витиснення з ґрунту повітря.

Особливість пружних деформацій ґрунтів – сповільненість їхнього протікання на відміну від пружних деформацій інших матеріалів, що відбуваються досить швидко і вважаються у будівельній механіці миттєвими. Неозворотні деформації ґрунтів називають звичайно пластичними, хоча це і не цілком відповідає поняттю, що вкладено в цей термін у будівельній механіці, де до категорії пластичних відносять тільки незворотні деформації зміни форми тіла при збереженні постійного об'єму.

## 6.2. Закономірності стискання ґрунтів

Розглянемо деформації стискання виділеного в ґрунті невеликого об'єму, розміри якого такі, що в його межах напруження від діючого на ґрунт зовнішнього навантаження можна вважати постійними.

Виділений об'єм ґрунту стискується в напрямку більшого з діючих напружень і розширюється в перпендикулярних йому напрямках. Оскільки розширенню перешкоджає опір навколишнього ґрунту, то деформація фактично відбувається при обмеженій можливості бічного розширення. Однак у зв'язку з невизначеністю деформації цього виду звичайно вивчають деформації ґрунту при крайніх можливих випадках – при вільному бічному розширенні і повній неможливості останнього.

У першому випадку при відносному стисканні відносно розширення складає  $u_{II} = \nu \epsilon$  ( $\nu$  – коефіцієнт поперечного розширення ґрунту – коефіцієнт Пуассона).

При стисканні ґрунту в умовах неможливості бічного розширення, наприклад, у жорсткому металевому кільці, ґрунт натискає на стінки. Величину бічного тиску при неможливості



розширення характеризують коефіцієнтом бічного тиску  $\xi$ , що являє собою відношення збільшення бічного тиску  $dq$  до збільшення стискаючого зусилля  $dp$ :

$$\xi = dq/dp. \quad (6.1)$$

Численні лабораторні досліди показали, що коефіцієнт бічного тиску можна розглядати як відносно постійну характеристику ґрунту, величина якої не міняється при зміні стискаючого тиску. Ступінь ущільнення ґрунту не здійснює впливу на коефіцієнт бічного тиску. Для пісків  $\xi \approx 0,4$ ; для суглинків – 0,6; для глин – 0,7.

Фактичне значення бічного тиску залежить від внутрішніх сил зв'язності, що діють у ґрунті. Інтегруючи рівняння коефіцієнта бічного тиску (6.1), одержимо:

$$q = p\xi + C, \quad (6.2)$$

де  $C$  – постійна інтегрування, що дорівнює бічному тиску ґрунту на стінки до прикладання зовнішнього навантаження ( $p = 0$ ).

Якщо ґрунт у початковий період знаходиться в пухкому порошкоподібному стані, то, нехтуючи впливом власної ваги ґрунту, можна вважати, що при  $p = 0$ ,  $q = 0$ , тоді і  $C = 0$ , а отже, і

$$q = \xi p. \quad (6.3)$$

При вкладанні сухого ґрунту у прилад з жорсткими стінками з інтенсивним пошаровим ущільненням створюється початковий бічний тиск на стінки приладу  $q = q_0$ . Тоді

$$C = q_0 \text{ і } q = \xi p + q_0. \quad (6.4)$$

При передачі навантаження на ущільнений вологий зв'язний ґрунт, що знаходиться у приладі, стискаючий його капілярний тиск перешкоджає деформаціям бічного розширення. У цьому випадку

$$C = -p_k \text{ і } q = \xi(p - p_k). \quad (6.5)$$

Отримані залежності підтверджуються результатами лабораторних досліджень.

Коефіцієнт бічного тиску  $\xi$  і коефіцієнт Пуассона ґрунту  $\nu$  зв'язані один з одним.

Уявимо собі два однакових кубики ґрунту (рис. 6.1). Один з них (рис. 6.1, а) піддається стисканню у приладі з жорсткими стінками



без можливості бічного розширення. При питомому тиску на поверхню цього кубика, рівному  $\sigma_z$ , на бічні стінки приладу діє тиск  $\xi\sigma_z$ .

Другий кубик (рис. 6.1, б) спочатку стискається тиском  $\sigma_z$  в умовах вільного бічного розширення. Потім, не знімаючи навантаження  $\sigma_z$ , до його бічних граней прикладають тиск  $\xi\sigma_z$ , котрий викликає додаткове стискання ґрунту, повертають бічні грані кубика в початкове положення. Оскільки на перший і другий кубики діють однакові сили, довжини їх ребер і кінцевий об'єм повинні бути рівні.

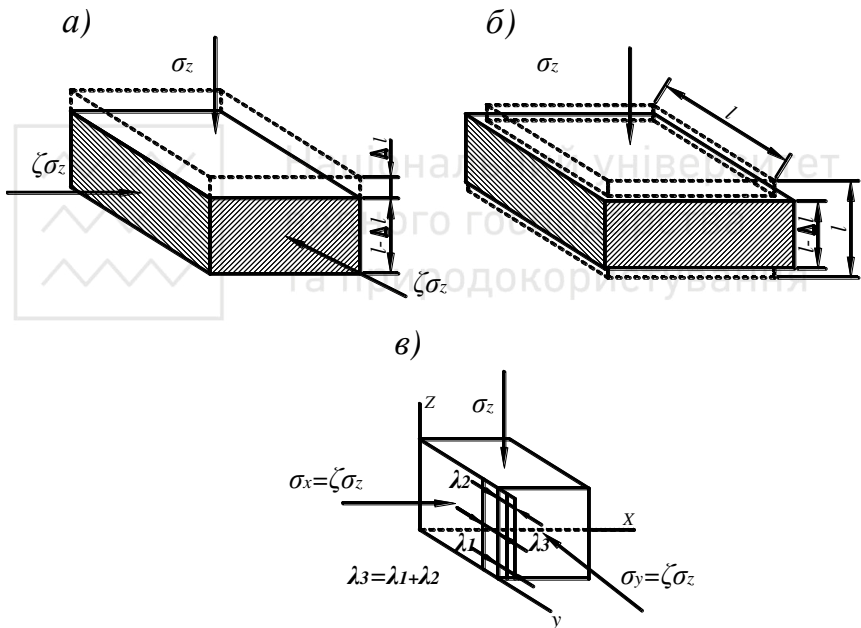


Рис. 6.1. Стискання кубиків ґрунту при можливому і неможливому бічному розширенні

Розглянемо деформацію одного з ребер  $l$  другого кубика, зпрямованого паралельно осі  $y$ , від прикладених тисків (рис. 6.1, в).



Якщо відносно видовження ребра  $l$  при дії тиску, рівного одиниці, складає  $u$ , то тиск  $\sigma_z$  викликає видовження ребра  $\lambda_1 = \nu\sigma_z u$  (де  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона).

Тиск  $\sigma_x = \xi\sigma_z$  також викликає видовження ребра на величину  $\lambda_2 = \xi\sigma_z u$ . Тиск  $\sigma_y = \xi\sigma_z$  стискає ребро  $l$  на величину  $\lambda_3 = \xi\sigma_z u$ .

Оскільки довжина ребра не міняється, то

$$\lambda_1 + \lambda_2 = \lambda_3 \text{ або } \nu\sigma_z u + \xi\sigma_z u = \xi\sigma_z u. \quad (6.6)$$

Перетворюючи цей вираз, одержуємо шукані залежності

$$\nu = \xi/(1 + \xi) \text{ і } \xi = \nu/(1 - \nu). \quad (6.7)$$

Значення коефіцієнта Пуассона складають для великоуламкових ґрунтів 0,27, пісків і супісків – 0,30, суглинків – 0,35 і глини – 0,42.

При стисканні шару ґрунту без бічного розширення відбувається зменшення його товщини за рахунок більш щільного укладання часток і зменшення об'ємів пор.

Згідно розділу 3.2 об'єм ґрунтових часток в  $1 \text{ см}^3$  ґрунту  $V_{ск} = 1/(1 + e)$ .

При стисканні цього шару ґрунту в умовах неможливості бічного розширення площа поперечного переріза розглянутого об'єму залишається постійною і міняється лише його висота. Тому справедлива рівність

$$\frac{1}{1 + e_1} h_1 = \frac{1}{1 + e_2} h_2, \quad (6.8)$$

де  $h_1$  і  $e_1$  – товщина розглянутого шару і коефіцієнт пористості ґрунту до деформації, а  $h_2$  і  $e_2$  — після деформації. Звідси

$$h_2 = h_1 \frac{1 + e_2}{1 + e_1}. \quad (6.9)$$

Стискання ґрунту при зменшенні його коефіцієнта пористості від  $e_1$  до  $e_2$  дорівнює

$$\lambda = h_1 - h_2 = h_1 - h_1 \frac{1 + e_2}{1 + e_1} = h_1 \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}. \quad (6.10)$$

Стискання ґрунтів в умовах неможливого бічного розширення характеризують кривою, що одержують експериментально в

лабораторних умовах, котра виражає залежність між коефіцієнтом пористості ґрунту і тиском на ґрунт (компресійна крива). Для ґрунтів, усі пори яких заповнені водою, компресійна крива може бути виражена як крива залежності між тиском і вологістю. Для ґрунтів, що містять у порах повітря, кожній вологості відповідає своя компресійна крива, оскільки при стисканні таких ґрунтів у широкому інтервалі навантажень пористість їх змінюється, а вологість може залишатися постійною.

Компресійні криві визначають звичайно емпіричними рівняннями – логарифмічною кривою або гіперболою, параметри яких встановлюють підбором за дослідними даними. У практиці розрахунків, пов'язаних з визначенням осідання споруд, найбільше застосування має логарифмічне рівняння компресійної кривої

$$e = e_0 - \frac{1}{B} \ln(p + C), \quad (6.11)$$

де  $e$  – коефіцієнт пористості при навантаженні  $p$ ;  $B$  і  $C$  – параметри, значення яких визначають з дослідів.

Проф. М. М. Іванов запропонував спростити це рівняння, прийнявши  $C = 0$ :

$$e = e_0 - \frac{1}{B_1} \ln p = e_0 - \frac{2,3}{B_1} \lg p, \quad (6.12)$$

де  $e$  – коефіцієнт пористості при  $p = 1$  МПа;  $B_1$  – безрозмірний коефіцієнт, що характеризує стискання ґрунту і не залежний від навантаження.

Якщо тиск на ґрунт змінюється в малих межах на 0,1 – 0,3 МПа на невеликій ділянці компресійною кривою  $M_0M_1$  (рис. 6.2), то криволінійна залежність між деформацією і навантаженням для більшості ґрунтів з непорушеною структурою з достатнім ступенем точності може бути замінена прямою лінією.

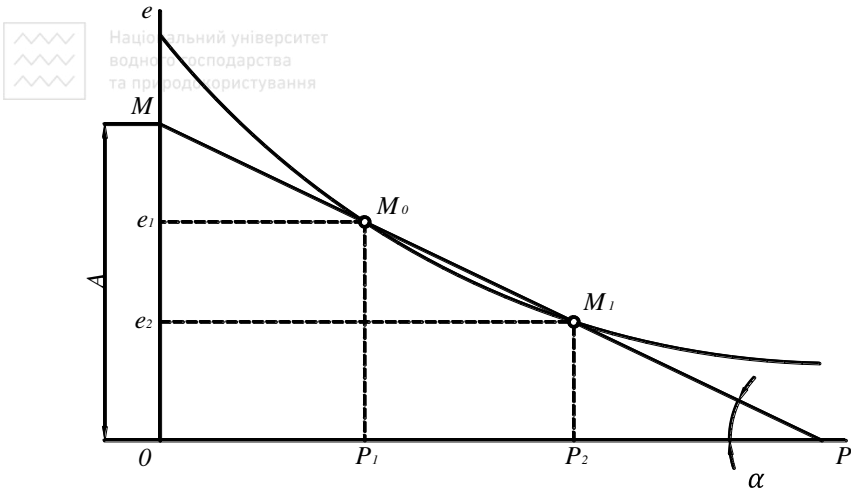


Рис. 6.2. Заміна компресійної кривої на короткій ділянці

Якщо позначити коефіцієнт пористості і тиск у точці  $M_0$  через  $e_1$  і  $p_1$ , а в точці  $M_1$  – через  $e_2$  і  $p_2$ , то розглянута пряма запишеться рівнянням

$$e = ap, \quad (6.13)$$

де  $e$  – коефіцієнт пористості при тиску  $p$ ;  $a$  – коефіцієнт ущільнення ( $\text{МПа}^{-1}$ ), рівний  $a = \operatorname{tg} \alpha = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1)$ .

Таке спрощення рівняння компресійної кривої широко використовують у ряді задач механіки ґрунтів.

При знятті навантаження з ущільненого ґрунту відбувається часткове відновлення його початкового об'єму – спочатку за рахунок пружних деформацій ґрунтового скелету і відновлення товщини водних плівок, витиснутих із зон контактів ґрунтових часток, а потім, при можливості надходження води в ґрунт, у результаті його набухання. Математично цей процес може бути виражений рівняннями (6.11) і (6.12), у яких коефіцієнти  $e_0$ ,  $B$  і  $C$  мають інші значення, ніж на стадії стискання внаслідок залишкових деформацій.

Таким чином, компресійна крива складається не тільки з гілки стиснення (навантаження), але і з гілки розширення (розвантаження або декомпресії) (рис. 6.3). Кожному визначеному тиску на ґрунт



відповідають два значення коефіцієнта пористості: одне при зростанні навантаження, інше при розвантаженні. Область розширення компресійної кривої може характеризувати можливе набухання ґрунту після зняття навантаження, що діяло на нього, наприклад: вздимання ґрунту, що спостерігається в дощовий час року на дні котлованів, набухання осушених торф'яних масивів при затопленні їх водою, тощо.

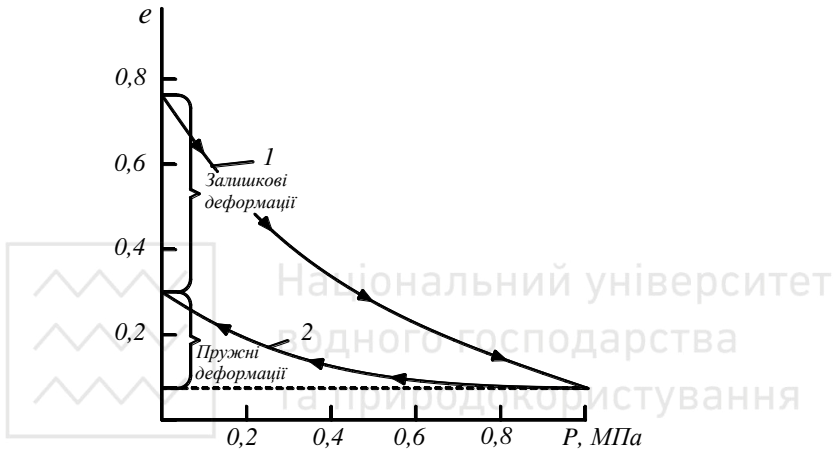


Рис. 6.3. Гілка стиснення (1) і розширення (2) компресійної кривої

Характеристики стиснення ґрунту, швидкості зміни його об'єму під навантаженням у часі (криву консолідації) і коефіцієнт бічного тиску визначають у лабораторії шляхом встановлення деформацій при стисканні зразків ґрунту навантаженням при неможливості бічного розширення. За встановленими деформаціями стискання  $\Delta h$  може бути вчислена зміна коефіцієнта пористості за формулою

$$\Delta e = \Delta h(1 + e_1) / h_1. \quad (6.14)$$

Численні прилади, що запропоновані для дослідження ґрунтів на стискання, їх поділяють на дві групи за принципом дії.

1. **Одометри** (рис. 6.4, а). У цих приладах, що дозволяють одержати компресійну криву і криву консолідації, зразок ґрунту поміщають у жорську металеву обойму. Зверху і знизу зразок закривають пористими пластинками, що вільно пропускають воду, котра видавлюється зі зразка прикладеним тиском. При дослідженнях

водонасичених ґрунтів зразок занурюють у воду, щоб уникнути спотворення впливу тиску капілярних менісків на поверхню зразка. Хімічний склад води повинен відповідати природній воді. Дослідження ґрунтів, не повністю водонасичених, проводять без занурення зразка у воду.

У приладах типу одометрів поле напружень усередині зразка спотворюється тертям ґрунту об стінки приладу. Для одержання надійних показників необхідно, щоб діаметр зразка в 4...5 разів перевищував його висоту. Звичайно зразки бувають висотою не менш 2 см.

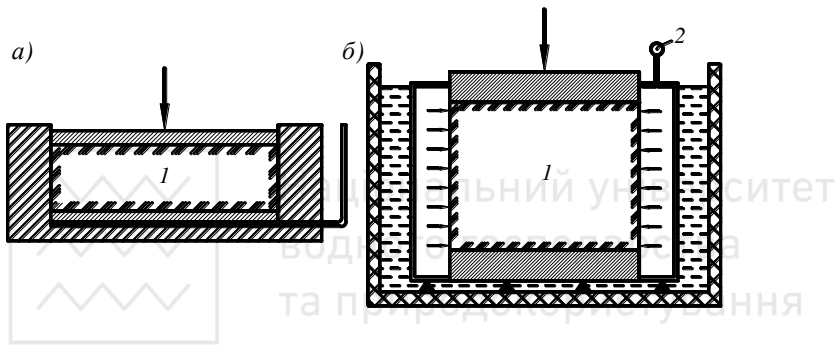


Рис. 6.4. Схеми приладів для визначення характеристик стискання ґрунтів  
1 – зразок ґрунту; 2 – манометр

**2. Стабілометри** (рис. 6.4, б). У них зразок ґрунту поміщають у тонку гумову оболонку. Простір між твердими бічними стінками приладу й оболонкою заповнюють водою, що опиняється в герметично закритому просторі.

Витиснення води відбувається через пористі пластинки з торців зразка. Стабілометр є більш удосконаленим приладом.

Вимірюючи манометром тиск, що виникає у воді при дії вертикального навантаження на зразок, можна визначити бічний тиск, на основі якого встановлюють розрахунком коефіцієнт бічного тиску і коефіцієнт Пуассона. Створюючи попередній тиск у воді, можна випробувати ґрунт у стабілометрах в умовах об'ємного (трьохосьового) стиснення при заданих співвідношеннях головних





напружень, що дозволяє використовувати стабілометри і для визначення опору ґрунтів зрушенню. Деформацію зразків ґрунту вимірюють індикаторами.

При компресійних випробуваннях навантаження до зразка додають послідовними, поступово зростаючими ступенями, що збільшуються приблизно в два рази, наприклад: 0,05; 0,1; 0,2; 0,4; 0,8 МПа. Стискання зразка від кожного ступеня навантаження протікає уповільнено, тому що витиснення води через пори ґрунту відбувається з малою швидкістю. Тому кожен ступінь навантаження витримують тривалий час – до припинення викликаної нею деформації, що контролюють за показниками індикаторів.

Для характеристики швидкості деформації ґрунту будують криві залежності деформацій ґрунту при постійному навантаженні від тривалості її дії, що називаються кривими консолідації.

Компресійні випробування ґрунтів варто проводити з урахуванням умов роботи в спорудах. Зразки з основ споруд випробують з непорушеною структурою і при природній вологості, враховуючи у випадках необхідності можливість зростання вологості в процесі будівництва (затоплення котлованів) або наступної експлуатації споруд.

Плавне логарифмічне описання компресійних кривих характерне тільки для зразків ґрунту з непорушеною структурою, взятих з невеликої глибини від поверхні. На описання компресійних кривих зразків, що взяті із глибоких горизонтів, впливає попередня геологічна історія навантаження ґрунту. Ґрунти, що залягають на великій глибині, бувають ущільнені шарами, що знаходяться над ними. Такі ґрунти називають «переущільненими». При малих навантаженнях вони не сприймають компресійного стискання, а при вільному доступі води набухають. Крім того, у глинистих ґрунтах частки часто бувають зцементовані між собою плівками солей, що утворюють міцний каркас. У цих випадках стискання ґрунту, що супроводжується витисненням води, стає можливим лише після подолання «структурної міцності ґрунту» – руйнування цього каркаса зовнішнім тиском.

Структурну міцність ґрунту можна визначити за переломом початкової ділянки компресійної кривої при дослідах з невеликими

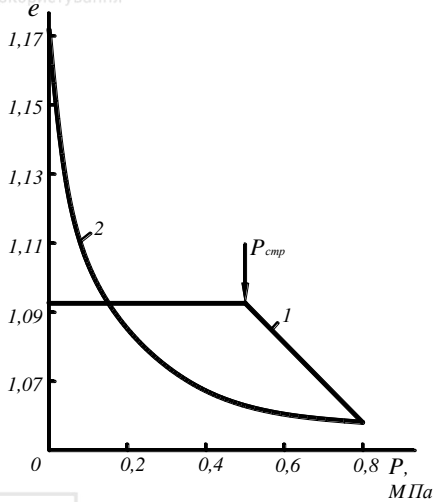


Рис. 6.5. Компресійні криві ґрунтів з міцними структурними зв'язками:

1 – крива стискання; 2 – крива розвантаження

ступенями навантаження (рис. 6.5). При проведенні таких дослідів необхідно враховувати, що при витягуванні на денну поверхню зразків ґрунту із шарів, що знаходяться на значній глибині, порушується відповідність між навантаженням і пористістю, що встановилося в природному заляганні ґрунту під дією навантаження від вищерозміщених шарів. Такі зразки при розміщенні в компресійній прилад сприймають пружне розширення, а при доступі води починають розбухати. Тому при дослідженнях зразків ґрунту з непорушеною структурою в компресійних приладах при вільному доступі води необхідно запобігати можливості їхнього набухання, зробивши неможливим підняття поршня.

### 6.3. Модуль деформації і модуль пружності ґрунтів

Розглядаючи умови деформації обмеженого об'єму ґрунту, у межах якого напруження залишаються постійними, можна скористатися узагальненою характеристикою деформованості ґрунту, що показує відношення стискаючого напруження до



викликаной їм відносної деформації. Ця характеристика, що називається в механіці ґрунтів модулем деформації, аналогічна модулеві Юнга в будівельній механіці.

Якщо повна величина пружного і залишкового вертикального стиснення кубика ґрунту зі стороною  $h$ , розташованого на деякій глибині в товщі ґрунту, дорівнює  $\lambda$ , то модуль деформації цього ґрунту

$$E = h/\lambda / \lambda_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x) / \lambda, \quad (6.15)$$

де  $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  – напруження, що діють по осях  $z$ ,  $y$  і  $x$ ;  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона.

Аналогічну характеристику, що враховує тільки відновлюючу частину деформації  $\lambda_{np}$ , називають модулем пружності.

У практиці будівництва при зведенні споруд мають справу з одноразовим прикладанням навантаження на ґрунт, тому осідання споруд визначають виходячи з модулів деформації. Сучасні методи визначення товщини дорожніх одягів передбачають повне відновлення їхніх прогинів після проїзду колеса автомобіля, внаслідок чого їх розрахунки ведуть виходячи з модулів пружності ґрунтів земляного полотна.

Оскільки властивості ґрунтів визначаються складом їх часток і агрегатів, модулі деформації і пружності ґрунтів істотно менші, ніж мінералів, з яких складаються ґрунтові частки. Між модулем деформації та модулем пружності ґрунту і модулем Юнга суцільних тіл (наприклад, металу, бетону й ін.) існують розходження: 1) модуль деформації ґрунту комплексно відображає і пружні і пластичні деформації, не розділяючи їх; 2) в зв'язку з перевагою залишкових деформацій в ґрунтах модуль деформації відноситься тільки до зростання тиску на ґрунт (до гілки навантаження); 3) модуль деформації і модуль пружності ґрунтів залежать від їх вологості і ступеня ущільнення і міняються в широких межах; 4) оскільки деформації ґрунтів мають нелінійний характер і закон Гука застосовуємо до них приблизно (тільки в малих інтервалах зміни тиску), модуль деформації і модуль пружності ґрунтів є функцією напружень, що діють на ґрунт, і тому постійні їх значення можуть бути прийняті лише у вузькому інтервалі напружень або відносних деформацій; 5) модуль Юнга має на увазі

поширення деформацій у матеріалі зі швидкістю звуку. У ґрунтах пружні деформації протікають повільно.

Модулі деформації і пружності ґрунтів звичайно визначають за результатами компресійних випробувань ґрунтів або шляхом втиснення в ґрунт жорстких квадратних або круглих штампів. Модуль деформації визначають за кривою стиснення, модуль пружності за деформаціями, що відновлюються.

Для випадку стискання ґрунтів у основах великих споруд, коли деформації бічного випирання з під споруд відсутні, а напруження від споруд поширюються на велику глибину, при розрахунках осідань можна користуватися модулями деформації окремих шарів ґрунту в основі, що визначені за даними компресійних випробувань.

Деформація зразку ґрунту початковою товщиною  $h$  в компресійному приладі при дії тиску

$$\lambda = \frac{h}{E} [p - \nu(\xi p + \zeta p)] = \frac{hp}{E} (1 - 2\nu\xi) = \frac{hp}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right), \quad (6.16)$$

де  $E$  – модуль деформацій;  $\xi$  – коефіцієнт бічного тиску;  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона.

Вираз для стискання шару ґрунту можна одержати також з урахуванням параметрів компресійної кривої.

Вище було встановлено, що при стисканні зразку ґрунту в умовах неможливості бічного розширення величина деформації, відповідно до рівняння (6.10), дорівнює

$$\lambda = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}.$$

З рівняння (6.13) можна записати:

$$e_1 = A - ap_1,$$

$$e_2 = A - ap_2.$$

Підставляючи ці вирази в рівняння (6.10), одержуємо:

$$\lambda = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_2} = \frac{h(p_2 - p_1)}{(1 + e_1)},$$

або

$$\lambda = hap/(1 + e_1), \quad (6.17)$$



де  $p$  – збільшення навантаження.

Прирівнюючи вирази (6.16) і (6.17), одержуємо:

$$E = \frac{1 + e_1}{a} \left(1 - \frac{2v^2}{1 - v}\right). \quad (6.18)$$

Оскільки добуток  $(1 + e_1)[1 - 2v^2 / (1 - v)]$  зазвичай мало відрізняється від одиниці,

$$E \approx 1/a. \quad (6.19)$$

Для визначення модуля деформації використовують параметри гілки навантаження компресійної кривої, а для модуля пружності – гілки розвантаження.

Для розрахунку основ споруд, що мають відносно малу площу контакту з ґрунтом, точніше визначати модулі деформації і пружності стосовно до дії на ґрунт місцевих навантажень, випробуючи ґрунти втисненням штампу. Це дозволяє уникнути ряду помилок, що пов'язані з відбором зразків з непорушеною структурою.

При передачі навантаження на поверхню ґрунту через штамп осідання штампа, відповідно до формул теорії лінійно деформованих тіл, визначаються залежністю:

$$s = \Omega p \sqrt{F} (1 - v^2) / E, \quad (6.20)$$

де  $\Omega$  – коефіцієнт, що залежить від форми штампа;  $p$  – тиск на підошву штампа;  $F$  – площа штампа.

Оскільки ґрунт не є лінійно деформованим тілом і характер процесів, що протікають у ньому, міняється при зростанні навантаження, залежності між навантаженням і деформацією при втисненні в ґрунт штампа і при його розвантаженні виражаються не прямими лініями, як витікає із наведеного рівняння, а кривими. Модулі пружності і деформації, що відповідають різним осіданням штампа, виходять тим менше, чим більша деформація. Малим деформаціям відповідають великі значення модулів ґрунтів (рис. 6.6). Цю обставину іноді враховують при розрахунках, наприклад, при призначенні товщини бетонних дорожніх покриттів.

Модуль деформації ґрунтів залежить від ступеня їхнього ущільнення і вологості (рис. 6.8). Тому модулі деформації поверхневих шарів ґрунтів і земляного полотна автомобільних доріг міняються під впливом змін водного і температурного режимів як



впродовж року, так і в багаторічний період. Розрахункові значення модулів деформації ґрунтів земляного полотна приймають стосовно найбільш несприятливих для роботи дороги періодів, що встановлюються методами теорії ймовірностей їхнього значення, котрі зустрічаються один раз у задане число років, тим більше, чим важливіше народногосподарське значення дороги.

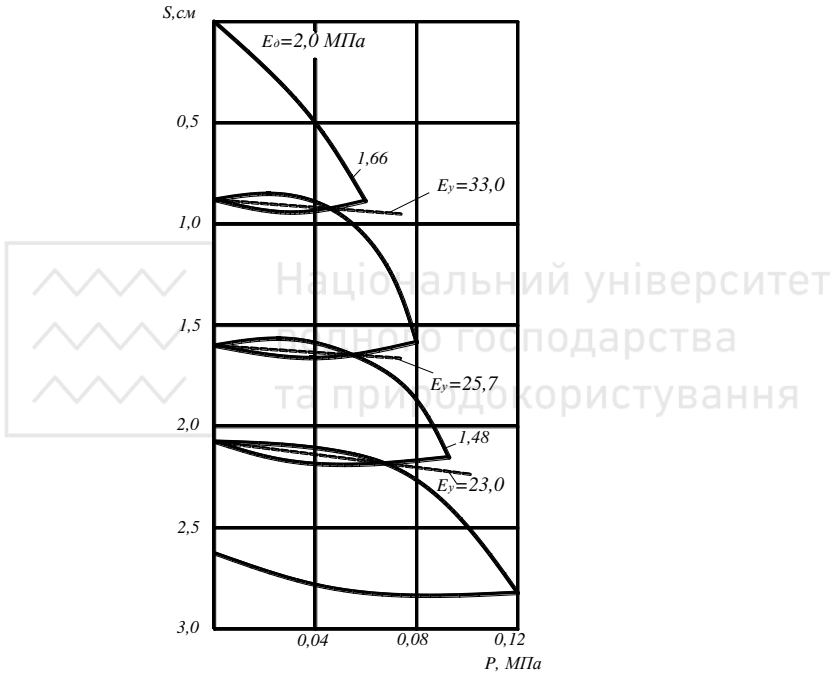


Рис. 6.6. Модулі пружності і деформації при різних глибинах втиснення круглого жорсткого штампa в пухкий пісок (за даними О. С. Баранова)

Для основ промислових і житлових будинків і штучних споруд на дорогах, розташованих глибше зони сезонних коливань температури і вологості, модулі деформації змінюються в меншій мірі.

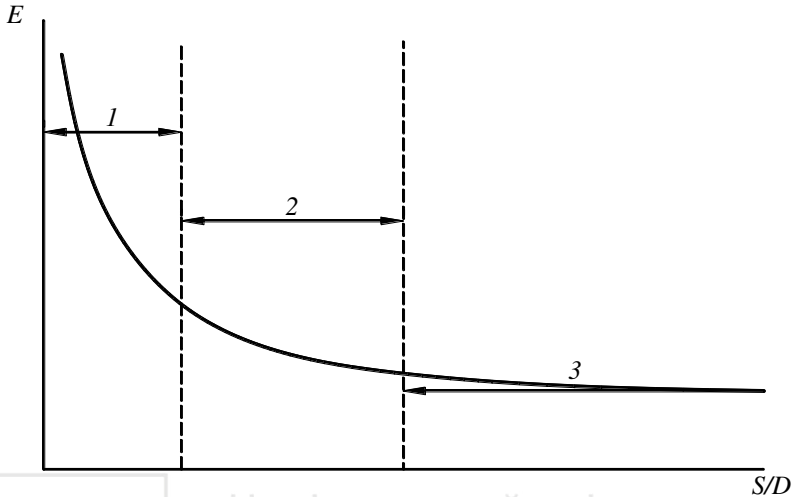


Рис. 6.7. Крива залежності між відносною деформацією при втисненні штампа і модулем деформації. Зони роботи: 1 – монолітних жорських дорожніх одягів; 2 – збірних жорських дорожніх одягів; 3 – нежорських дорожніх одягів

Визначення модуля деформації в лабораторних умовах дає недостатньо точні результати в зв'язку з малими розмірами зразків і впливом неминучих порушень структури при їхньому виготовленні. При випробуваннях у польових умовах метод пробних навантажень полягає в експериментальному визначенні кривої залежності між осіданнями штампа (що має порівняно малу площу) і величиною навантажень, що прикладаються до нього. Графік залежності осідання від навантаження має звичайно криволінійний характер. Його початкову ділянку заміняють прямою лінією. У цьому випадку, якщо  $s_1$  – осідання, що відповідає тискові  $p_1$ , а  $s_2$  – тискові  $p_2$ , то відповідно до рівняння (6.20)

$$E = \frac{\Omega \sqrt{F} (1 - \nu^2) (p_2 - p_1)}{s_2 - s_1}$$

Шари ґрунту, що використовуються як основи споруд, випробують пробними навантаженнями у відкритих шурфах на рівні підшви фундаменту, а ті що залягають глибше – у

свердловинах. При визначенні модулів деформації з метою розрахунку товщини дорожніх одягів штампи встановлюють на поверхні земляного полотна. Необхідно забезпечувати щільне прилягання штампу до поверхні ґрунту, що випробують (наприклад, шляхом влаштування тонкого прошарку з піску, а при дослідях для розрахунку твердих дорожніх одягів – з цементного розчину).

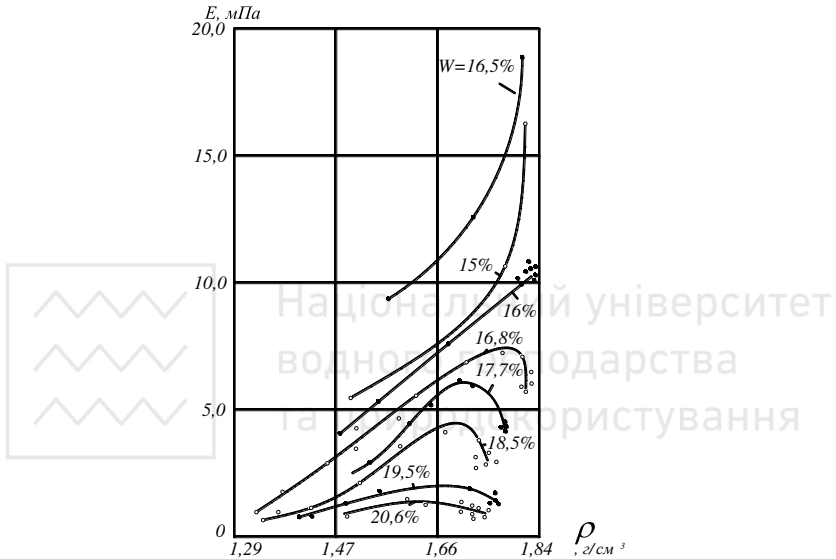


Рис. 6.8. Залежність модуля деформації важкого пилуватого суглинку  $E$  при відносній деформації  $\lambda = 0,05$  від ступеня ущільнення, що характеризується щільністю скелету  $\rho_s$  і вологістю  $\omega$  (за даними Ю.М. Васильєва)

Відповідно до діючої на даний час методики для випробування ґрунтів застосовують круглі штампи площею  $1000 \text{ см}^2$ , навколо яких за допомогою зовнішнього кільцевого штампа створюють додаткове навантаження, що рівне природному тиску на ґрунт (при випробуванні ґрунтів у котлованах) або ваги дорожнього одягу (при випробуванні земляного полотна).

Модулі деформації ґрунтів в умовах природного залягання у свердловинах визначають за допомогою штампів і пресіометрів –





приладів, що створюють рівномірний тиск на стінки свердловин шляхом нагнітанням води або повітря.

Для основ, що складаються із шарів ґрунтів, неоднорідних за складом, вологістю і ступінем ущільнення, варто визначати модулі деформації характерних шарів. Стискання основи під навантаженням від споруд визначають як суму стискань окремих шарів. Для характеристики частини деформації, що відновлюється у ґрунті застосовують модуль пружності, котрий знаходять за тими ж формулами, що і модуль деформації, але з врахуванням тільки частини деформацій, що відновлюються.

#### **6.4. Деформації ґрунтів при короткотривалих і багаторазово прикладених навантаженнях**

При короткотривалому впливі на ґрунт навантаженнями (наприклад, руху транспортних засобів) тривалість перебування ґрунту в напруженому стані буває істотно коротшою того часу, який необхідно для повного протікання деформації від навантаження даної величини. Деформація, що досягається, при одноразовій дії навантаження складає деяку частку від повної деформації, що відповідає досить тривалій дії того ж навантаження. Тому одноразова короткотривала дія значного навантаження практично еквівалентна тривалому впливові незначного навантаження.

При розрахунках, що пов'язані з одноразовим короткотривалим навантаженнями на ґрунт, можна використовувати збільшені значення модуля деформації (динамічний модуль деформації), що визначаються залежністю

$$E_t = \sigma \cdot l / \lambda_t, \quad (6.21)$$

де  $\sigma$  – діючі напруження;  $\lambda_t$  – частина відносної деформації, що встигає пройти за період короткотривалого впливу навантаження;  $l$  – товщина деформованого шару. Величина  $E_t$  характеризує в даному випадку не тільки властивості ґрунту, але і режим його завантаження.

Повторювані, багаторазово прикладені на короткий час до ґрунту навантаження викликають у ньому нагромадження



деформацій. При цьому, досягнувши величини, що відповідає одноразовій тривалій дії навантаження, деформація не припиняється, а продовжує рости при наступних впливах навантаження. На рис. 6.9 показана крива залежності деформацій від навантажень при повторному втисненні на лабораторній установці штампу в ґрунт при завантаженні його до постійного тиску. Графік показує поступове зменшення величини як залишкових, так і пружних деформацій від кожного повторного циклу навантаження-розвантаження, що пояснюється поступово зростаючим ущільненням ґрунту. При досить великому числі циклів навантаження-розвантаження деформації набувають характер пружних. Криві пружної деформації ґрунту, одержанні при розвантаженні, не збігаються з кривими деформації при навантаженні, утворюючи петлі гістерезиса, аналогічних, що спостерігаються при випробуванні різних будівельних матеріалів.

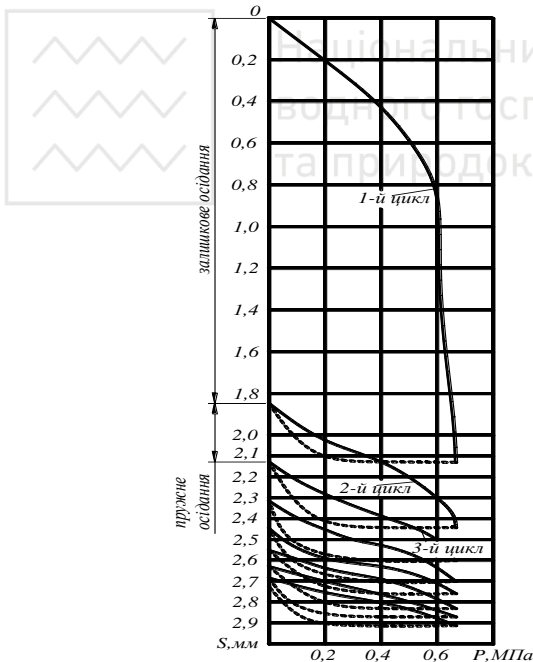


Рис. 6.9. Зростання деформації при повторній дії навантаження:  
—— навантаження, ----- розвантаження (за дослідями М.М.Іванова)



## 6.5. Деформації ґрунтів, що насичені сольовими розчинами різної концентрації

Для забезпечення нормальних умов експлуатації штучних дорожніх споруд, що зведені на глинистих ґрунтах і підлягають дії солевих розчинів, інженери проєктувальники і будівельники повинні мати вичерпну інформацію про дані деформаційних характеристик ґрунтів.

До теперішнього часу кількісна і якісна оцінка деяких параметрів, що характеризують деформації ґрунтових масивів під навантаженням в залежності від концентрації солевих розчинів дана дуже слабо. Зазвичай, при характеристиці деформації засолених ґрунтових масивів і їх математичній інтерпретації використовують дані, що розроблені для механіки ґрунтів, які підлягають дії природних ґрунтових вод. Однак, як показали нижче наведенні досліді, стисливість ґрунтів, що підлягають дії солевих розчинів, залежить як від ступеня навантаження, так і від концентрації солевих розчинів.

Для встановлення впливу концентрації солевих розчинів на деформаційні характеристики ґрунту були проведені експериментальні дослідження в геотехнічній лабораторії кафедри основ та фундаментів НУВГП. Досліді проводились на компресійних приладах КПр 1 конструкції “Гидропроект”. В якості ґрунтів для дослідження було взято супіски з числом пластичності – 7,0%, вологістю – 20,0%, щільністю – 1,98 г/см<sup>3</sup>, коефіцієнтом пористості – 0,55. Для насичення ґрунту сольовими розчинами готувались ґрунтові пасти з вологістю 30% та щільністю 1,90 г/см<sup>3</sup>. Пасти насичувались сольовими розчинами з концентрацією 0,0; 1,0; 3,0; 6,0; 12,0; 20 %. Кожен зразок випробувався при ступенях завантаження 0,1; 0,2; 0,4 і 0,6 мПа. Після прикладання кожного ступеня завантаження показники індикатора деформацій реєструвались через 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 5,0; 10; 20; 30 і 60 хвилин, а далі через годину на протязі дня до досягнення умовної стабілізації деформації ґрунту. За умовну стабілізацію деформацій ґрунту при заданому ступені тиску приймалися деформації не більше 0,01 мм за 16 годин.

В процесі випробувань ґрунту в компресійному приладі встановлювались: величина абсолютної деформації ґрунту ( $\Delta h$ ), що

вираховувалась як середнє арифметичне значення показників індикатора; величина відносної деформації зразка ґрунту  $\Delta h/h$ , де  $h$  – початкова висота зразка ґрунту.

На основі результатів досліджень визначались: коефіцієнт пористості, що відповідає і-тому ступеню навантаження  $e_i = e_0 - \Delta h/h(1 + e_0)$ , де  $e_0$  – коефіцієнт пористості, що відповідає початковому нульовому тиску; коефіцієнт ущільнення ( $a$ ) в інтервалі тисків  $P_i$  і  $P_{i+1}$  за формулою

$$a = \frac{e_i - e_{i+1}}{P_{i+1} - P_i}, \quad (6.22)$$

де  $e_i$  і  $e_{i+1}$  – коефіцієнти пористості, що відповідають тискам  $P_i$  і  $P_{i+1}$ . Модуль деформації ґрунту ( $E$ ) в інтервалі тисків від  $P_i$  до  $P_{i+1}$  визначається за формулою

$$E = \frac{P_{i+1} - P_i}{e_{i+1} - e_i} \beta, \quad (6.23)$$

де  $\beta$  – поправка, що враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі. Для супісків  $\beta=0,7$ .

Для визначення залежностей модуля деформації  $E$ , коефіцієнтів Ламе  $\lambda$  і  $\mu$  ґрунту від концентрації сольових розчинів при різних ступенях завантаження, було проведено серію експериментів.

В результаті проведених експериментальних досліджень та їх математичної обробки і поширення цих досліджень на інші ґрунти, отримано наступні залежності модуля деформації  $E$ , параметрів Ламе  $\lambda$  і  $\mu$  від концентрації сольового розчину:

$$E = a_0 + a_1 C + a_2 C^2 + a_3 C^3, \quad (6.24)$$

де  $a_0 = 441055$ ;  $a_1 = -227,02$ ;  $a_2 = 18,7886$ ;  $a_3 = -0,39337$ ;

$$\lambda = a_0 + a_1 C + a_2 C^2 + a_3 C^3, \quad (6.25)$$

де  $a_0 = 2545743$ ;  $a_1 = -261537$ ;  $a_2 = 4314732$ ;  $a_3 = -179896$

$$\mu = a_0 + a_1 C + a_2 C^2 + a_3 C^3, \quad (6.26)$$

де  $a_0 = 1696324$ ;  $a_1 = -174192$ ;  $a_2 = 2880321$ ;  $a_3 = 1696324$ .

Результати математичної обробки даних експерименту у найзручнішому вигляді з вибором оптимального масштабу наведено на рис. 6.10, 6.11, 6.12.

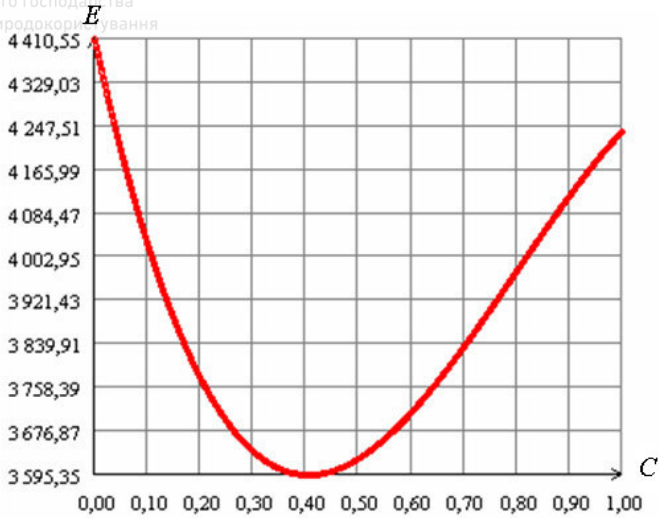


Рис. 6.10. Графік залежності модуля деформації  $E$  від концентрації сольового розчину (за дослідями М.Т. Кузю, І.А. Власюк)

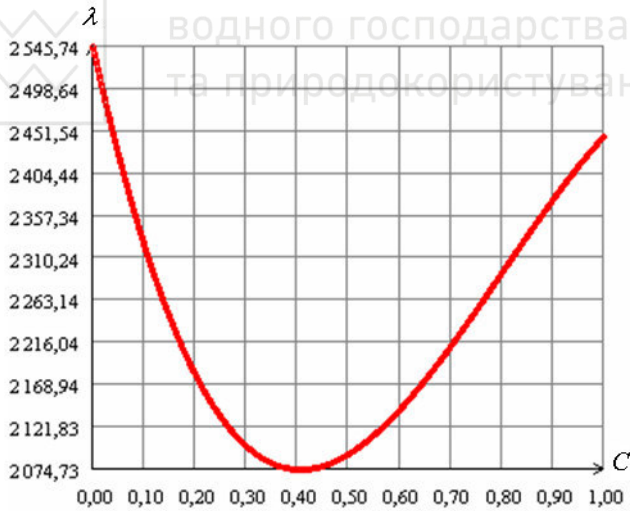


Рис. 6.11. Графік залежності коефіцієнта Ламе  $\lambda$  від концентрації сольового розчину (за дослідями М.Т. Кузю, І.А. Власюк)

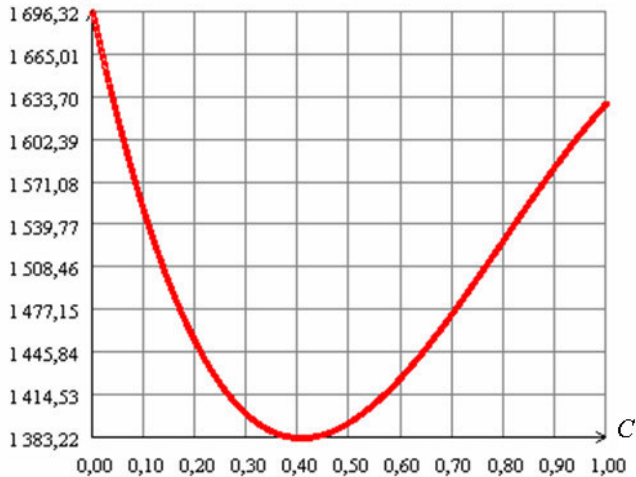


Рис. 6.12. Графік залежність коефіцієнта Ламе  $\mu$  від концентрації сольового розчину (за дослідями М.Т. Кузлю, І.А. Власюк)

Деформації стиснення ґрунтів проходять в основному за рахунок зближення твердих частинок між собою, тоді як деформації самих твердих частинок у порівнянні з ними досить малі, і якими можна знехтувати. В результаті чого деформації стиснення ґрунтів в основному визначаються зміною їх пористості, а це значить, що можуть оцінюватися зміною коефіцієнта пористості при зміні стискаючих напружень в скелеті ґрунту.

Крім того, як показали досліді, на стиснення ґрунтів впливає концентрація солевих розчинів, котрими вони насичені. Так, при насиченні ґрунтів солевими розчинами концентрацією від 0 до 20%, їх доущільнення складає на 15% більше, ніж при ущільненні ґрунтів насичених дистильованою водою. При цьому, найбільше доущільнення проходило при насиченні ґрунту солевими розчинами з концентрацією 60 г/л, тобто 6%. При даній концентрації насичення ґрунтів солевими розчинами було встановлено, що коефіцієнт фільтрації, досягає також свого максимального значення в порівнянні з коефіцієнтом фільтрації чистої води. Таким чином, особливості впливу мінералізованої води



на стиснення ґрунтів слід шукати у впливі електролітів на мінеральні частинки ґрунту. При насиченні ґрунтів сольовими розчинами відбувається стиснення дифузійних шарів води навколо мінеральних частинок скелету ґрунту, а отже, і стиснення ґрунту при дії зовнішніх і внутрішніх навантажень та зусиль.

### ***Питання для самоконтролю***

1. Які види переміщень відбуваються у ґрунті, що деформується?
2. Побудуйте залежність між коефіцієнтом пористості ґрунту і тиском на ґрунт (компресійну криву) і запишіть закон ущільнення для ґрунту.
3. Як виконуються експериментальні дослідження ґрунтів на стиснення в одометрах і стабілометрах?
4. Чим відрізняється модуль деформації ґрунту від модуля пружності?
5. За якою формулою визначається модуль деформації ґрунту?
6. Охарактеризуйте деформації ґрунтів при короткотривалих і багаторазово прикладених навантаженнях.
7. Як впливає концентрація сольового розчину на модуль деформації  $E$  і параметри Ламе  $\lambda$  і  $\mu$ ?

## **7. ОПІР ҐРУНТІВ ЗСУВУ**

### **7.1. Загальні закономірності опору ґрунтів зсуву**

Характерним прикладом зрушення є сповзання ґрунтових укосів під впливом власної ваги або зовнішнього навантаження, випирання ґрунту убік з під перевантажених опор споруд або дорожніх насипів на болотах, утворення валів ґрунту з боків колії.

У процесі зрушення відбуваються взаємні зсуви ґрунтових часток. Такі зсуви стають можливими, коли дотичні напруження перевищують утримуючі структурні зв'язки в точках контактів (рис. 7.1). Цей процес розвивається в ґрунті поступово. Якщо спостерігати за деформацією зрушення поступово зростаючим навантаженням зразка ґрунту, до якого прикладено постійне стискаюче напруження  $\sigma$ , у приладі з двох взаємно переміщуючих в поперечному напрямку кілець, то можна встановити, що на початку процесу зрушення дотичні напруження  $\tau$ , котрі необхідні для зсуву однієї частини зразка стосовно іншої

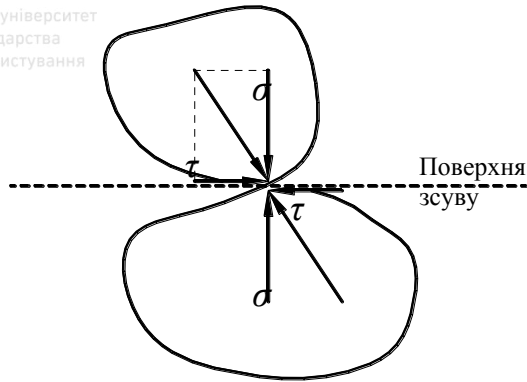


Рис. 7.1. Зрушуючі і утримуючі сили на контакті ґрунтових часток

встановити, що на початку процесу зрушення дотичні напруження  $\tau$ , котрі необхідні для зсуву однієї частини зразка стосовно іншої на деяку величину  $\lambda$ , зростають зі збільшенням останньої (рис. 7.2).

У незв'язних піщаних і в пухких зв'язних ґрунтах, що містять повітря, опір зрушенню повільно зростає в міру деформування в зв'язку з поступовим більш щільним притисканням часток і структурних агрегатів один до одного в початковій стадії зрушення, а також збільшенням числа контактів між ними. При цьому для подолання сил зчеплення ґрунт ущільнюється, а товщина зразка, що зрізується, зменшується.

Після зрізу ґрунт знову починає розпушуватися, і товщина зразка збільшується. У щільних ґрунтах у початковому періоді зрушення опір швидко зростає і вже при малому значенні деформації досягає максимуму. У наступній стадії процесу зрушення сили зчеплення і структурної міцності переборюються, і опір знижується до величини, що обумовлюється переважно взаємним тертям і зачепленням ґрунтових часток, що зрушуються. Ґрунт при цьому розпушується і товщина зразка збільшується.



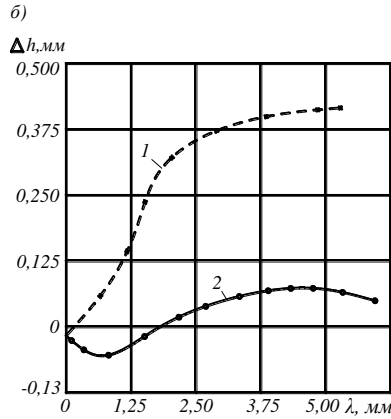
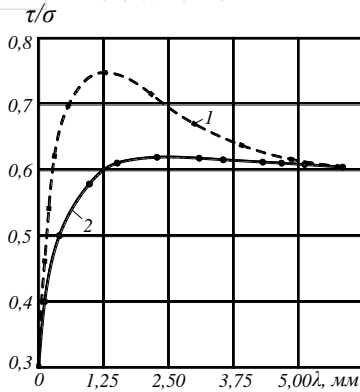


Рис. 7.2. Опір зразків піщаного ґрунту при зрізуванні з постійною швидкістю 1,4 мм/м (по Д.У.Тейлору):

а – опір ґрунту при різній деформації зрушення; б – ущільнення і розпушення ґрунту при різних деформаціях; 1 – щільний пісок ( $e=0,56$ ); 2 – пухкий пісок ( $e=0,65$ );  $\Delta h$  – зміна товщини зразку, мм (початкова товщина 10,4 мм)

Процес зрушення звичайно захоплює деяку зону, в якій у результаті взаємного зсуву і переорієнтування розташування часток ґрунту вологість і ступінь ущільнення міняються. Однак при аналізі явища зрушення в природних умовах одного масиву ґрунту відносно іншого допускають, що зрушення відбувається по деякій умовній поверхні, що називається поверхнею ковзання.

Опір ґрунтів зрушенню залежить від нормального тиску, що діє на поверхню ковзання, і зростає з його збільшенням, підкоряючись законам опору тертя ковзання (закон Кулона).

Залежність опору зрушенню від нормального тиску  $\sigma$  на графіках результатів експериментів на зсув показують лінійно, близькою до прямої (рис. 7.3).

Опір ґрунту зрушенню характеризується коефіцієнтом зсуву – відношенням дотичного тиску до нормального тиску:

$$\tau / p = f_s = \operatorname{tg} \psi, \quad (7.1)$$

де  $\psi$  - кут зсуву, що залежить від нормального тиску.

Для практичних розрахунків виходять звичайно з рівняння прямої лінії:

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (7.2)$$



де  $\varphi$  – кут нахилу прямої до осі абсцис, що називається кутом внутрішнього тертя;  $c$  – складового опору зрушення, що не залежить від нормального тиску і умовно називається зчепленням ґрунту.

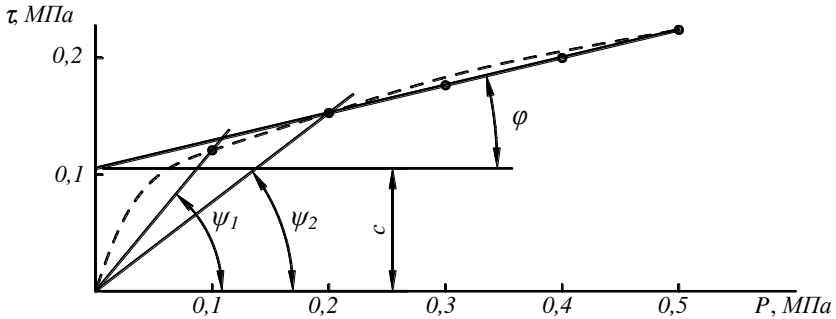


Рис. 7.3. Графік опору ґрунту зрушенню

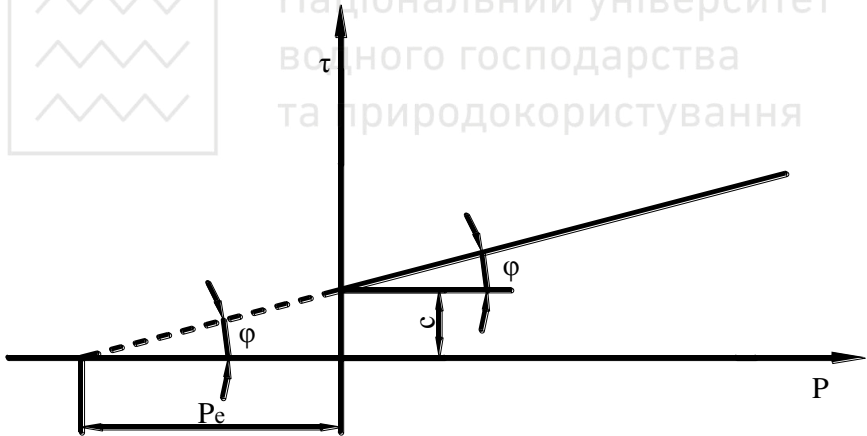


Рис. 7.4. Визначення внутрішнього еквівалентного тиску

Зчеплення іноді розглядають як опір внутрішнього тертя, викликаний умовним еквівалентним тиском. Внутрішній еквівалентний тиск можна визначити, продовживши пряму на графіку зрушення до перетинання з віссю абсцис (рис. 7.4):

$$P_e = c \operatorname{ctg} \varphi. \quad (7.3)$$



Еквівалентний тиск умовно може бути представлений як тиск, що необхідний для того, щоб ущільнити в умовах компресійного стискання ґрунт із вологістю, що відповідає границі текучості (тобто практично, що не володіє опором зрушенню), до стану, у якому зразок знаходиться на початок випробування на зріз.

Поділ опору ґрунтів зрушенню на внутрішнє тертя і зчеплення має в значній мірі умовний характер. Процес деформації ґрунту при зрушенні є досить складним. У ньому неможливо виділити в чистому вигляді елементи, що зв'язані з подоланням сил молекулярної зв'язності, цементації структурних елементів, зачеплення часток, опору деформуванню водних плівок та ін. Тому в даний час зчеплення ґрунту  $c$  і кут внутрішнього тертя  $\varphi$  розглядають як взаємозалежні параметри прямолінійної залежності опору зрушенню від стискаючого зусилля, введення яких полегшує математичний аналіз особливостей опору ґрунтів зрушенню.

З опором зрушенню пов'язана здатність пухких ґрунтів при відсипанні вкладатися у вигляді конусів, нахил яких характеризує стійкість ґрунту при даній вологості проти зсуву під дією власної ваги. Кут  $\eta$  в основи конуса називають кутом природного укосу пухких ґрунтів. У незв'язних ґрунтів (сухий пісок) кут природного укосу дуже мало відрізняється від кута внутрішнього тертя.

Для визначення кута природного укосу ґрунтів, що володіють зчепленням, розглянемо умови зсуву масиву ґрунту, обмеженого вертикальним укосом (рис. 7.5). Виділимо в ґрунті вертикальними перерізами ряд призм, що мають у площині малюнка товщину рівну одиниці.

Поверхня ґрунтового масиву після зсуву частини ґрунту, що знаходиться в нестійкому стані, буде відповідати куту природного укосу зв'язного ґрунту.

У момент зсуву на поверхні ковзання кожна з виділених призм буде знаходитися в стані граничної рівноваги, що прагне зміститися під дією складової власної ваги  $G$  :

$$T = G \sin \eta . \quad (7.4)$$

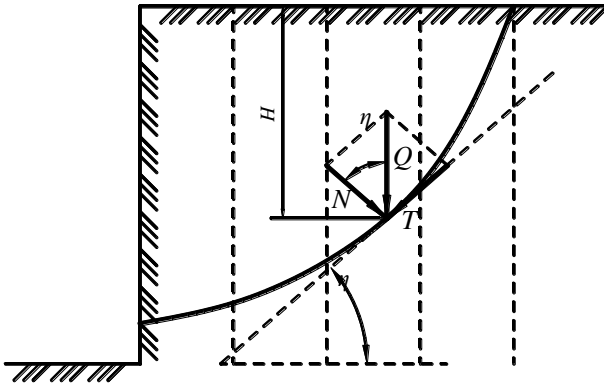


Рис. 7.5. Схема утворення природного укосу в ґрунтах, що володіють зчепленням

Відповідно до формули (7.2) умова рівноваги розглянутої призми ґрунту запишеться у вигляді

$$T = N \operatorname{tg} \varphi + c F_1, \quad (7.5)$$

де  $N = G \cos \eta$  – нормальна до поверхні ковзання складової власної ваги ґрунту;  $\operatorname{tg} \varphi$  – коефіцієнт внутрішнього тертя;  $F_1 = F / \cos \eta$  – площа поверхні зрушення ( $F$  – горизонтальний перетин виділеної призми).

Підставляючи в рівняння (7.5) приведені вище значення  $N$  і  $T$ , можна записати

$$G \sin \eta = G \cos \eta \operatorname{tg} \varphi + c F.$$

Розділивши обидві частини рівнянь на  $G \cos \eta$  і замінивши  $G/F$  величиною  $p = \rho H$  – вагою стовпа ґрунту з площею рівною  $1 \text{ см}^2$ , одержимо:

$$\operatorname{tg} \eta = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\rho H \cos^2 \eta}. \quad (7.6)$$

В міру збільшення висоти  $H$  кут природного укосу наближається до кута внутрішнього тертя. При зменшенні  $H$  до  $0$ ,  $\operatorname{tg} \eta = \infty$  або  $\eta = 90^\circ$ . Тому в зв'язних ґрунтах у верхній частині укосу, де висота



призми зсуву мала, кут  $\eta$  близький до  $90^\circ$ . В міру наближення до підшови укіс робиться більш похилим, і кут  $\eta$  стає близьким до кута внутрішнього тертя  $\varphi$ . Таке окреслення часто приймають, наприклад, схили ярів.

## 7.2. Опір зв'язних ґрунтів зсуву

В опорі зрушенню зв'язних глинистих ґрунтів помітну, а іноді й основну роль грає зчеплення – складова, що не залежить від нормального тиску. Сили зчеплення викликаються рядом факторів: 1) наявністю природних цементів – колоїдних гелів і солей, як розчинних, так і нерозчинних у воді (тверді цементаційні зв'язки); 2) водно-колоїдними зв'язками, що утворюються під впливом сил молекулярного притягання в результаті «зчіплюючі» здатності колоїдних оболонок, на поверхні ґрунтових часток; 3) капілярним тиском у зоні капілярного зволоження.

До зчеплення можуть бути віднесені також зв'язки між окремими ґрунтовими частками, що виникають у результаті взаємного зачеплення. У цьому випадку, частки чинять опір взаємному зсувові навіть при відсутності зовнішнього тиску. Вплив перерахованих факторів на зчеплення в різних ґрунтах неоднаково.

Виникнення цементаційного зчеплення пов'язано з геологічною історією утворення ґрунтів. Це зчеплення поступово зростає в результаті взаємодії часток та нагромадження і зміцнення цементу.

У залежності від природи сил зчеплення зміна вологості ґрунтів впливає на величини зчеплення по різному. Зчеплення, що викликане цементацією, є найбільш стійким, якщо тільки воно не пов'язано з вмістом у ґрунті водорозчинних солей, як, наприклад, у лесів. Капілярне зчеплення зникає при вологості ґрунту, що перевищує повну капілярну вологоємність. У глинистих ґрунтах його роль досить мала в порівнянні зі зчепленням, що викликане міжчастковим тиском.

Зчеплення зв'язних ґрунтів, що викликане молекулярними силами, знижується з ростом вологості. Швидкість зменшення зчеплення при збільшенні вологості залежить від ступеня ущільнення ґрунту, його дисперсності і складової рідкої фази. Для трьохфазних ґрунтів зчеплення залежить не тільки від вологості,



і від ущільнення. Останнє характеризується ступенем заповнення пор вологою, що утримується в ґрунті (рис. 7.6).

Після закінчення деформації зрушення зчеплення між об'ємами ґрунту, що взаємно змістилися відновлюється лише частково. В невеликій мірі і через тривалий час відновлюється зчеплення, що обумовлюється дією природних цементів і нерозчинних солей. Зчеплення, що зв'язане з взаємодією твердих часток ґрунту і рідкої фази, відновлюється через деякий час після ущільнення ґрунту в зоні зрушення.

У зв'язку з цим за пропозицією М. М. Маслова розрізняють так зване структурне зчеплення  $c_c$ , що створене цементаційними зв'язками, і зчеплення  $c_b$  водно-колоїдних зв'язків, величина якого зв'язана переважно зі ступенем зволоження й ущільнення ґрунту і може змінюватися в широких межах.

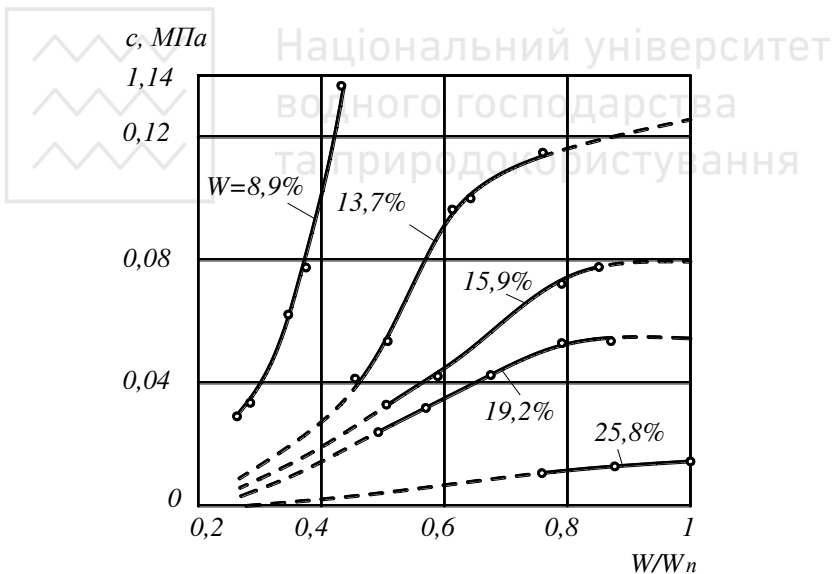


Рис. 7.6. Залежність зчеплення легкого пилуватого суглинку від вологості при різному ступені ущільнення за дослідями В. Д. Казарновського

У ґрунтах з непорушеною структурою і міцними зв'язками між ґрунтовими частками структурне зчеплення досягає декількох десятків МПа. Структурне зчеплення водонасичених ґрунтів з



порушеною структурою не перевищує 1...15 Па. При поділі зчеплення на дві складові рівнянню опору ґрунтів зрушенню надають вигляд

$$\tau = ptg\varphi_{\omega} + c_{\varepsilon} + c_c, \quad (7.7)$$

де  $\varphi_{\omega}$  – кут внутрішнього тертя при вологості  $W$ .

Внутрішнє тертя в ґрунтах виникає при зсуві внаслідок тертя окремих ґрунтових часток або агрегатів. Коефіцієнт внутрішнього тертя залежить від крупності і форми часток ґрунту, від його мінералогічного складу, вологості і ступеня ущільнення.

У зв'язних ґрунтах з великим вмістом тонкодисперсних і колоїдних часток товщина оболонок води може наблизитися до розміру самих ґрунтових часток. У цих умовах ступінь рівності мінеральних часток і шорховатість їх поверхні відіграють другорядну роль, тому що їх згладжують оболонки води. При зрушенні ґрунтові частки ковзають одна об одну, причому зв'язана вода відіграє роль змащення, тому кут внутрішнього тертя глинистих ґрунтів швидко зменшується при підвищенні вологості ґрунту (рис. 7.7).

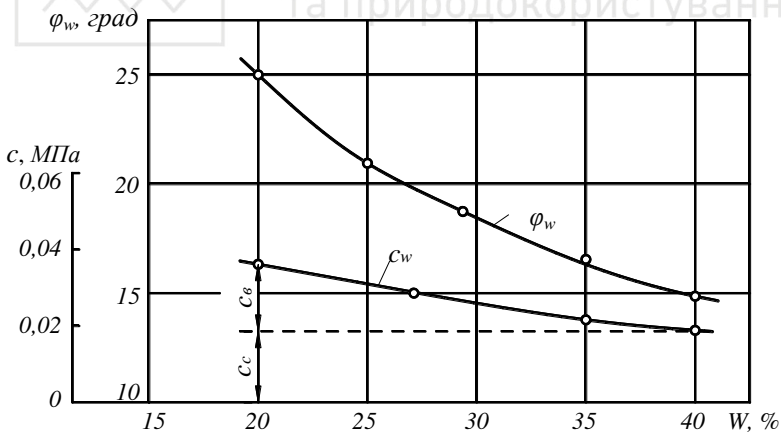


Рис. 7.7. Залежність зчеплення і кута внутрішнього тертя водонасиченого щільного суглинку від вологості  $\omega$

У табл. 7.1 наведені приблизні значення кутів внутрішнього тертя і зчеплення зв'язних ґрунтів в умовах природного залягання.



Значення кута внутрішнього тертя  $\varphi$  (в град) і зчеплення  $c$  (в МПа)  
для зв'язних ґрунтів в умовах природного залягання

Стан глинистого ґрунту	Глина		Суглинок		Супісок	
	$\varphi$	$c$	$\varphi$	$c$	$\varphi$	$c$
Твердий	22	0,1	25	0,06	28	0,02
Напівтвердий	20	0,06	23	0,04	26	0,015
Тугопластичний	18	0,04	21	0,025	24	0,01
М'якопластичний	14	0,02	17	0,015	20	0,005
Текучопластичний	8	0,01	13	0,01	18	0,002
Текучий	6	0,005	10	0,005	14	0

Опір зрушенню водонасичених зв'язних ґрунтів залежить від умов впливу на них навантаження. При швидкому прикладанню до водонасиченого ґрунту тиску, частина його передається на воду, виникає поровий тиск, що діє гідростатично в усі сторони і понижує нормальні напруження на поверхні зсуву. У цей період тиск, що сприймається скелетом ґрунту, невеликий, і опір зрушенню за рахунок сил внутрішнього тертя відіграє малу роль у порівнянні з початковим зчепленням ґрунту.

Оскільки тиск, що передається на ґрунтовий скелет, дорівнює  $p_p = p - p_e$ , де  $p_e$  – поровий тиск – частина тиску, що сприймається водою в порах ґрунту. Вираз (7.7) стосовно до випадку опору зрушенню водонасичених ґрунтів приймає вигляд

$$\tau = (p - p_e)tg\varphi + c. \quad (7.8)$$

Тут значення  $\varphi$  і  $c$  відповідають повної консолідації зразків ґрунту.

У ряді випадків явище зниженого опору водонасичених ґрунтів зрушенню необхідно враховувати при будівельних роботах, наприклад при відсипанні насипів на повільно ущільнюючих мулистих і глинистих ґрунтах. При перевірці стійкості ґрунтових насипів і плануванні темпів виконання робіт варто враховувати зміну опору зрушенню ґрунтів в основах у результаті виникнення порового тиску.





### 7.3. Опір сипучих ґрунтів зсуву

У сипучих ґрунтах сили зчеплення практично відсутні або (у випадку впливу капілярних сил) мають тимчасовий характер і зникають при висиханні або повному водонасиченому ґрунту. Тому для незв'язних ґрунтів рівняння (7.2) спрощується:

$$\tau = ptg\varphi. \quad (7.9)$$

Коефіцієнт внутрішнього тертя незв'язних ґрунтів залежить від крупності і форми часток ґрунту, від його мінералогічного складу, вологості і ступеня ущільнення.

Піски з гострокутними шорсткуватими частками володіють значним внутрішнім тертям, що пояснюється великою величиною нерівностей на поверхні часток і малим впливом плівок зв'язаної води на характер цих нерівностей. Зміна вологості піску практично не впливає на значенні кута внутрішнього тертя, тому що товщина водяних плівок досить мала в порівнянні з нерівностями на поверхні часток і не може істотно впливати на зачеплення часток, що взаємно переміщуються. Спостерігається при випробуваннях пісків на зрушення незначне зчеплення, що зазвичай пояснюється присутністю в них пилюватих і глинистих часток.

На опір зрушенню незв'язних ґрунтів впливає ступінь їхнього ущільнення. При пухкому укладанні ґрунтових часток вони легко можуть зміщуватися при зрушенні один відносно одного. В ущільненому ґрунті часткам, що зрушуються, доводиться переборювати суттєвий опір тертю об шорсткуваті поверхні суміжних часток і опір часток розсовуванню. У процесі зрушення незв'язних ґрунтів у зоні взаємних зсувів ґрунтових часток устанавлюється деяке постійне для кожного ґрунту значення пористості, що назване М.М. Герсевановим критичною пористістю. Ґрунти, що мають пористість менше критичної, при зрушенні розпушуються, а більш пухкі ґрунти ущільнюються, що видно з рис. 7.2, б (крива 2).

Значення кутів внутрішнього тертя піщаних ґрунтів коливаються для крупнозернистих і пилюватих ґрунтів від 26 до 30°, а в грубозернистих пісків із включенням гравію – від 30 до 35° у залежності від ступеня ущільнення. Гірські піски із шорсткуватими



і гострокутними зернами мають більший коефіцієнт внутрішнього тертя, ніж річкові й еолові піски з округлими зернами.

#### **7.4. Методи експериментального визначення опору ґрунтів зсуву**

Для встановлення значень опору зрушенню в зразку ґрунту створюють такий напружений стан, при якому дотичні напруження перевищують опір ґрунту зрушенню і відбувається зрушення з утворенням фіксованих поверхонь ковзання або пластичне деформування ґрунту. Це може бути досягнуто декількома способами: 1) поступальним або обертальним зсувом частини зразку ґрунту щодо іншої частини зразку; 2) роздавлюванням зразків ґрунту в умовах трьох- або одноосьового стискання; 3) вдавненню у ґрунт штампів; 4) повертанням у ґрунті втисненої крильчатки з тонкими лопатками; 5) обваленням або зрушенням в умовах природного залягання вирізаних у стінках шурфу призм ґрунту. Можуть також бути використані дані про деформації ґрунтових масивів у природних умовах, наприклад при зсувах гірських схилів і обваленні укосів котлованів, якщо можна надійно визначити місце розташування поверхні зрушення.

В усіх методах досліджень кут внутрішнього тертя і зчеплення визначають шляхом рішення рівнянь, що зв'язують зовнішню силу, що діє на зразок, і силу опору зрушенню на поверхні ковзання, заміряну при випробуваннях декількох зразків при різних значеннях зовнішнього навантаження.

Результати розрахунків виходять тим надійніші, чим точніші прийняті допущення застосовуваної розрахункової схеми фактичним умовам деформування зразків ґрунту. Точність результатів досліджень при визначенні опору зрушенню багато в чому залежить від методики їхнього проведення (швидкість навантаження і деформування зразків, умови відведення води від зразків). У практиці лабораторних досліджень найбільш розповсюдженими є методи одно площинного зрізу ґрунту і трохосьового стиснення.

При дослідженнях на зсувних приладах зразок ґрунту закладають в обойму, одна з частин якої має можливість зсуву

стосовно іншої (рис. 7.8, *a*). Цей метод, покладений в основу конструкцій найбільш розповсюджених приладів.

Кут внутрішнього тертя і зчеплення визначають графічно, будуючи залежність між дотичними і нормальними напруженнями в момент зрізу ряду зразків, випробуваних при різних значеннях нормального тиску.

У приладах для трьохосового стиснення (рис. 7.8, *в*) циліндричний зразок (зі співвідношенням діаметра до висоти 1:2—1:1,5), поміщений у гумову оболонку, крім вертикального навантаження піддають бічному тисковій рідині.

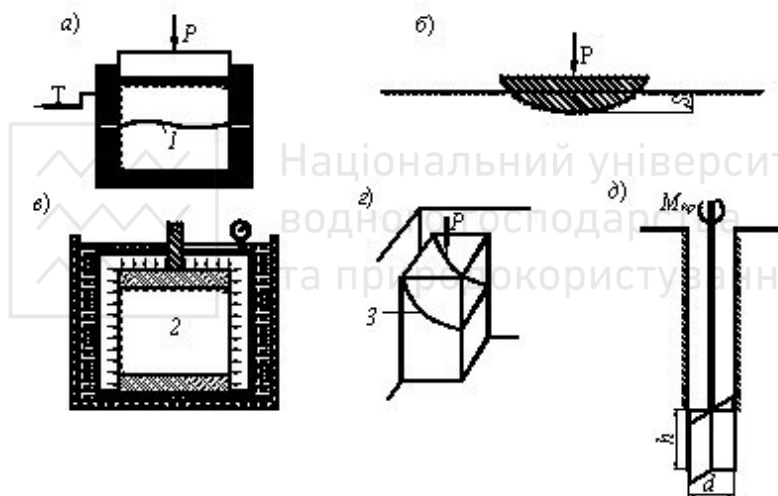


Рис. 7.8. Схеми приладів і методів для визначення опору ґрунтів зрушенню: *a* – одноплосинний зріз; *б* – кульвий штамп; *в* – трьохосове стиснення; *г* – метод обвалення моноліту в ґрунті; *д* – крильчатка; 1 – площина зрізу; 2 – зразок ґрунту; 3 – поверхня обвалення

При випробуваннях бічний тиск витримують постійним, а вертикальний поступово збільшують до початку руйнування зразка. Кут внутрішнього тертя і зчеплення визначають графічно, шляхом



побудови кола Мора з радіусами  $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ , за результатами

досліджень декількох зразків (див. розділ 8.1).

При використанні приладів одноплощинного зсуву або трьохосового стиснення умови деформації зразка повинні відповідати умовам роботи ґрунту в споруді. Ґрунт можна деформувати в приладі швидко наростаючим навантаженням без відводу з нього води, що характерно для завантаження слабководопроникливих глинистих ґрунтів, або навантаженням, прикладеного настільки повільно, що відведення води зі зразка відбувається поступово і безперешкодно. Зразки можуть бути попередньо ущільнені вертикальним навантаженням або деформуватися відразу після прикладання ущільнюючого навантаження. У зв'язку з цим розрізняють: консолідовано-дренований зсув ущільнення зразка вертикальним навантаженням повністю завершено; зусилля, що зрізує, прикладається настільки повільно, що надлишковий поровий тиск, що виникає при деформаціях у процесі зрушення, встигає розсіятись; неконсолідований-недренований зсув – ущільнення зразка вертикальним навантаженням закінчено, але зусилля, що зрізує, прикладається настільки швидко, що вода при зрізі не має можливості або не встигає вийти зі зразка; консолідований-недренований зсув – зразки, ущільнені однаковим початковим навантаженням, що відповідає діючому на них побутовому тиску, зрізують неущільненими при швидкому прикладанні вертикального і горизонтального навантажень і при неможливості витиснення з них води. При такому випробуванні вертикальне навантаження на ґрунт сприймається поровою водою й опір зрушенню залежить тільки від зчеплення.

Методика досліджень істотно впливає на одержувані характеристики опору водонасичених глинистих ґрунтів зрушенню.

Визначення опору зрушенню шляхом одноосового стиснення можливо тільки для зв'язних ґрунтів, з яких можна вирізувати зразок для випробувань. З будівельної механіки відомо, що максимальне напруження зрушення розвивається на поверхнях, що нахилені під кутом  $45^\circ$  до напрямку головних напружень, і



дорівнюють  $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ . При одноосьовому стисненні  $\sigma_3 = 0$ , а отже,  $c = \sigma_1/2$ .

Випробування на зріз повертанням крильчатки (див. рис. 7.8, д) проводять переважно в польових умовах – у свердловинах для мулистих ґрунтів і перезволожених пластичних глинах. У цих ґрунтах відбір зразків з непорушеною структурою викликає значні труднощі, а часто практично неможливий. Удавлюючи крильчатку в зону ґрунту, не порушену бурінням, визначають опір зрушенню без поділу на тертя і зчеплення за величиною крутного моменту  $M_{кр} (Н \cdot см)$ , що необхідно для повертання крильчатки зі швидкістю  $0,1 \dots 0,2^\circ$  за 1 с. Співвідношення діаметра  $d$  і висоти крильчатки  $h$  рекомендується зазвичай 1:2.

Якщо прийняти (у зв'язку з різними значеннями зсуву ґрунту при повороті основи крильчатки), що епіюра опору зрушенню в площині основ крильчатки за напрямком радіуса має вигляд трикутника й опір зрушенню по вертикальних і горизонтальних поверхнях зрізу однаковий, то момент опору ґрунту зрізові визначається

$$M_{кр} = \frac{\pi d^2 h}{2} \left(1 + \frac{d}{3h}\right) \tau, \quad (7.10)$$

Дослідження крильчаткою дозволяють оцінити структурну міцність (чутливість) ґрунтів, порівнюючи крутний момент при першому повороті, коли в опорі зрушенню беруть участь і сили структурного зчеплення, з моментом, що крутить, після декількох повертань крильчатки, коли зчеплення порушене.

Метод оцінки опору зрушенню, заснований на вдавненні в зв'язні ґрунти кульового штампа, був запропонований проф. Н.А. Цитовичем. Маються портативні прилади для лабораторних досліджень і установки для польових випробувань. Опір зрушенню визначають за теоретичною формулою для вдавнення кульового штампа в ідеально пластичне тіло:

$$c = K \frac{P}{\pi D s}, \quad (7.11)$$

де  $c$  – зчеплення;  $K$  – коефіцієнт, рівний для пластичних тіл 0,18;  $P$  – навантаження на штамп;  $D$  – діаметр кулі;  $s$  – глибина вдавнення.



Метод обвалення призми ґрунту (див. рис. 7.8, з), а також і контрольних перерахунків деформацій ґрунтових схилів у природних умовах дозволяє до деякої міри врахувати особливості структури і будови ґрунту. Послідовно зростаючими навантаженнями доводять призму до обвалення, а потім по заміряній поверхні обвалення визначають розрахунком (див. розділ 7.2) сумарний опір зрушенню або, за даними декількох дослідів із призми різної величини, його параметри  $c$  і  $\varphi$ .

Найпростіший спосіб проведення випробувань ґрунту на зріз, при якому різні зразки ущільнюються різними нормальними тисками, має методичний недолік, що полягає в тім, що коефіцієнт пористості зразків, випробовуваних при різних навантаженнях, у момент зрізу неоднаковий.

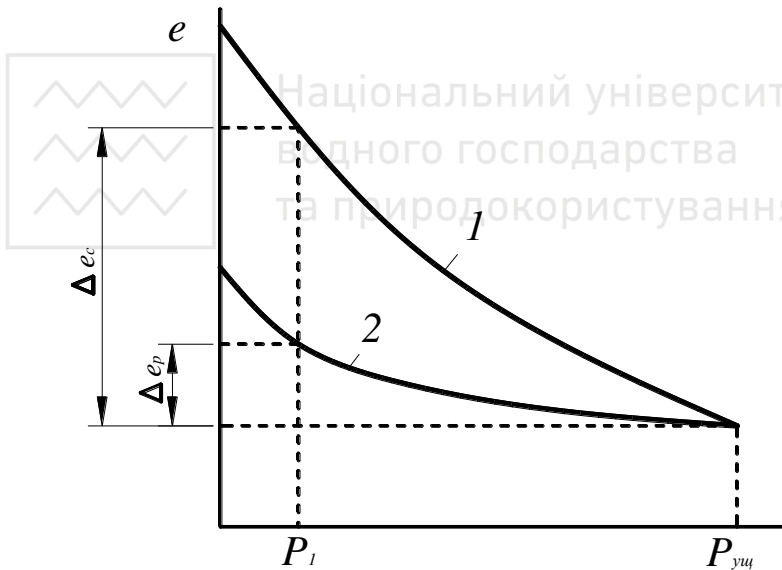


Рис. 7.9. Забезпечення постійного коефіцієнта пористості при зрізі переущільнених зразків: 1 – гілка стиснення; 2 – гілка розвантаження;  $\Delta e_c$  – інтервал зміни коефіцієнта пористості зразків при звичайній методиці зрізу;  $\Delta e_p$  – інтервал при зрізі переущільнених зразків



3 цієї причини знайдений при випробуваннях опір зсуву різних зразків того самого ґрунту фактично відноситься до різних ступенів його ущільнення, тобто до різних станів ґрунту.

Найбільш розповсюджений метод, що дозволяє частково усунути цей недолік, полягає в тім, що всі зразки ущільнюють однаковим навантаженням, що рівний найбільшому нормальному тискові при досліді на зріз. Це максимальне навантаження, що ущільнює, повинне відповідати на компресійній кривій коефіцієнтові пористості, характерному для роботи споруд (рис. 7.9).

Перед дослідом кожен зразок розвантажують до навантаження, при якому він повинний бути зрізаний. Незважаючи на набухання, що відбувається, коефіцієнт пористості зразків змінюється в порівняно малих  $\Delta e_p$  межах, тому зрізання всіх зразків відбувається при практично однаковому ступені ущільнення. Проф. М. М. Маслов запропонував більш точний, але і більш трудомісткий спосіб. Досліди проводять зі зразками, що мають різну вологість при різних величинах вертикального тиску, що ущільнює. На основі даних досліджень будують допоміжний графік опору зрушенню від вологості зразка після досліді при різних нормальних тисках (рис. 7.10,*a*).

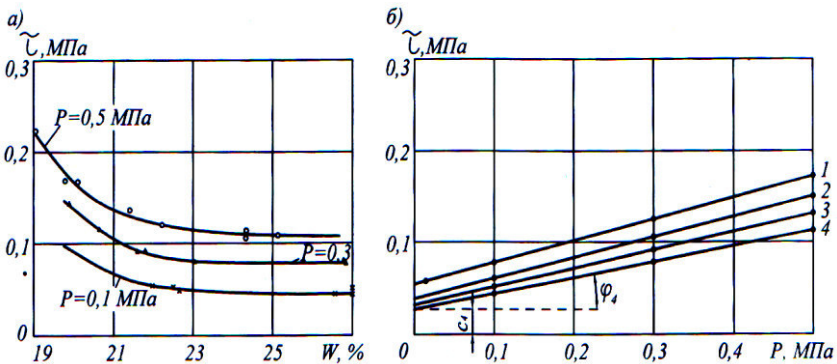


Рис. 7.10. Визначення параметрів опору зрушенню по М. М. Маслову



Потім для рівних значень вологості будують графіки  $\tau = f(p)$ , за якими визначають значення зчеплення і кута внутрішнього тертя (рис. 7.10, б).

### ***Питання для самоконтролю***

1. Які загальні закономірності опору ґрунтів зрушенню?
2. Якою залежністю описується опір ґрунтів зрушенню?
3. Що таке внутрішній еквівалентний тиск і як він визначається?
4. Які особливості опору ґрунту зрушенню зв'язних ґрунтів?
5. Що Ви розумієте під кутом природного укосу зв'язних і незв'язних ґрунтів?
6. Як залежить кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення від вологості ґрунту?
7. Які є методи експериментального визначення опору ґрунтів зрушенню?
8. Як визначаються міцнісні характеристики ґрунту в приладі одноплосинного зрізу?
9. Як визначається міцність ґрунту в приладах трьохосового стиснення?

## **8. МІЦНІСТЬ ҐРУНТІВ**

### **8.1. Напружений стан і міцність ґрунтів**

Тиск від зовнішніх навантажень, що прикладені до ґрунту, поширюючись в глиб ґрунту, створює в ньому внутрішні зусилля, інтенсивність яких характеризується напруженнями – значеннями сил, що припадають на одиницю площі. Оскільки ґрунт складається з окремих часток, розміри і розташування яких випадкові, окремі реальні сили, що діють у точках контакту між частками, при розгляді напруженого стану ґрунтів замінюють уявними силами, рівномірно розподіленими в перерізі. Напруження розкладають зазвичай на складові: нормальні напруження  $\sigma$ , що діють перпендикулярно розглянутій площині, і дотичне напруження  $\tau$ , що діють в площині цієї ділянки.

Механіка ґрунтів використовує загальну теорію напруженого стану, розроблену в будівельній механіці, з огляду при цьому на деякі особливості фізико-механічних властивостей ґрунтів – малий





опір зусиллям, що зрушують, наявність внутрішніх сил, що додають ґрунтові зв'язність, а у водонасичених ґрунтах і порового тиску, створюваного водою, що просочується.

Напруження, що виникають у будь-якій точці ґрунту, є результатом сумарної дії декількох систем сил: зовнішнього навантаження, що передається на ґрунт від споруд і транспортних засобів; власної ваги ґрунту; сил зв'язності; порового тиску; капілярного тиску.

Деформації ґрунту, що відбуваються при дії зовнішніх навантажень, можуть бути розподілені на дві групи: а) деформація стиснення – ґрунтові частки вкладаються більш тісно і ґрунт ущільнюється, а опір його навантаженням росте; б) деформації зрушення – у ґрунті відбуваються взаємні зсуви ґрунтових часток, що призводять до так званих пластичних деформацій ґрунту.

При передачі тиску від однієї ґрунтової частки до іншої (рис. 8.1) діюча під кутом до площини контакту між частками сила  $P$  може бути розкладена на дві складові: нормальну до площини  $N$  і дотичну  $T$ . Перша з них притискає частки ґрунту одна до одної, сприяючи підвищенню стійкості їхнього взаємного положення.

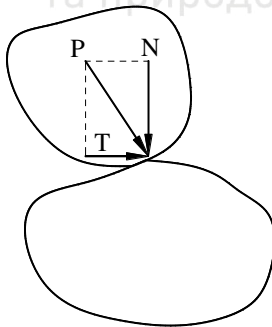


Рис. 8.1. Передача тиску від однієї частки до іншої

Дотичні напруження прагнуть зрушити одну частку по іншій. Якщо ці напруження перевищують внутрішній опір ґрунту зрушенню, то виникнуть пластичні деформації зрушення ґрунту, що є ознакою порушення його міцності в даній зоні.

Розглянемо умови, при яких можуть виникнути зрушення в елементарному об'ємі ґрунту, для випадку плоскої задачі, коли



навантаження передається на ґрунт через дуже довгу смугу. У будь-якому перерізі, що є нормальним до повздовжньої осі навантаженої смуги, навантаження і викликані ним напруження залишаються однаковими. Прикладами такого випадку є довгі дорожні насипи постійної висоти, підпірні стінки, стрічкові фундаменти.

Діючи на виділений в деякій точці  $A$  довільно орієнтований елементарний майданчик  $dl$  напруження будуть складатися з нормальної  $\sigma$  і дотичної  $\tau$  складових повного (радіального) напруження  $\sigma_R$  від зовнішнього навантаження. Напруження можуть бути знайдені для будь-якого зовнішнього навантаження методами, що викладені в розділі 9. Рівнодіюча всіх цих сил утворить з нормаллю до площадки  $dl$  кут  $\theta$ , що називається кутом відхилення (рис. 8.2).

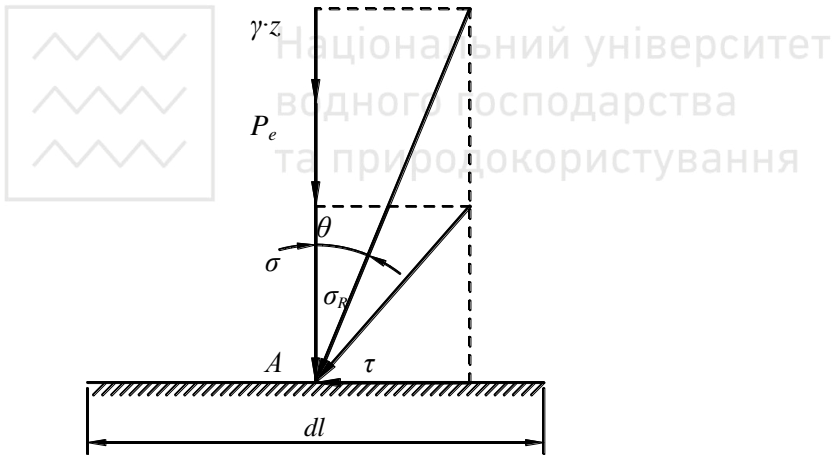


Рис. 8.2. Схема до визначення кута найбільшого відхилення

Імовірність втрати стійкості ґрунту і початку зрушень по виділеному майданчику тим вище, чим більше співвідношення між дотичними і нормальними напруженнями  $\tau/(\sigma + p_e + \gamma z)$ , тобто чим більший кут відхилення  $\theta$ .

Для кожної з точок ґрунтового масиву існує майданчик, у якого кут відхилення має максимальне значення (кут найбільшого



відхилення). Грунт у розглянутій точці або об'ємі стійкий, якщо дотичні напруження на майданчику, у якому кут відхилення  $\theta$  є максимальним, не перевищує опору ґрунту зрушенню, тобто

$$tg\theta_{\max} = (\tau/\sigma)_{\max} \leq f = tg\psi, \quad (8.1)$$

де  $f$  – коефіцієнт опору ґрунту зрушенню.

За аналогією за загальною теорією тертя незмазаних поверхонь можна визначити коефіцієнт  $f$  через кут опору зрушенню  $\psi$ , що відповідає нормальному напруженні в ґрунті  $\sigma$ .

У найбільш простому випадку сипучих ґрунтів, коли зчеплення відсутнє, гранично можливе значення кута найбільшого відхилення  $\theta$  дорівнює куту внутрішнього тертя  $\varphi$ . У цьому випадку виникає граничний напружений стан і в цих місцях починаються зрушення.

У зв'язних ґрунтах кут найбільшого відхилення  $\theta_{\max}$  залежить і від зчеплення. При визначенні  $\theta_{\max}$  в цьому випадку повинне бути

враховане рівняння (7.3), відповідно до якого  $p_e = cctg\varphi$ .

Величина  $p_e$  також повинна бути додана до головних

напружень  $\sigma_{\max}$  і  $\sigma_{\min}$ .

Для оцінки напруженого стану ґрунтового масиву в основах споруд дуже наочним, хоча і трудомістким є побудова ізоліній рівних значень кутів найбільших відхилень. На поперечному перерізі основи розбивають сітку квадратів і для їхніх кутів знаходять значення  $\theta_{\max}$ , проводячи потім ізолінії рівних величин

$\theta_{\max}$ . Контури  $\theta_{\max}$  характеризують зони, у межах яких стійкість ґрунту порушується при різних значеннях кута опору ґрунту зрушенню і виникають зсуви (рис. 8.3).

Математичні вирази для визначення граничних допустимих співвідношень між напруженнями в ґрунтах при збереженні їхньої міцності, а також для визначення кутів найбільшого відхилення можуть бути отримані за допомогою графіка, відомого в будівельній механіці за назвою кола Мора (мал. 8.4). Ця графічна побудова відображає основну залежність між напруженнями в якій-небудь точці.



У випадку навантаження, що прикладене до нескінченної смуги (плоска задача), якщо відкласти на осі абсцис головні напруження  $\sigma_1$  і  $\sigma_3$ , причому  $\sigma_1 > \sigma_3$ , то, використовуючи коло радіусом  $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ , можна шляхом ряду графічних побудов або розрахунків визначити всі складові напружень, що діють на будь-якій площадці, котрі проходять через розглянуту точку. При цьому, як відзначалося вище, повинні враховуватися напруження в ґрунті від усіх діючих сил.

Максимально можлива величина дотичних напружень  $\tau_{\max} = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$  графічно дорівнює радіусові кола Мора.

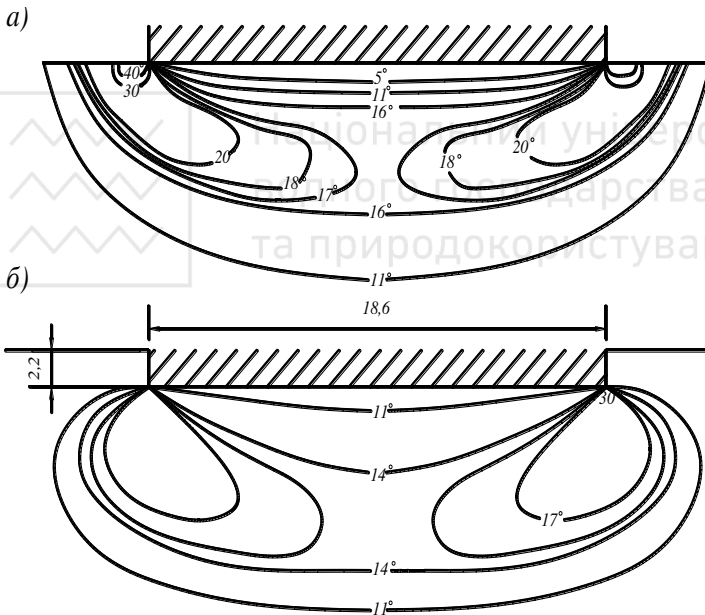


Рис. 8.3. Приклад ліній рівних кутів відхилення по М.П. Пузиревському (навантаження – 0,31 МПа;  $\rho = 1.85 \text{ г/см}^3$ ):

*a* – навантаження, що прикладене до поверхні ґрунту; *б* – навантаження, що заглиблене на 2,2 м

Граничний випадок співвідношень головних напружень, при якому ґрунт продовжує залишатися в стійкому стані й у ньому не



виникає пластичних деформацій, визначається дотичною до кола Мора прямої, що виражає закон Кулона:

$$\tau = (\sigma + p_e)tg\varphi, \quad (8.2)$$

де  $\sigma$  — напруження від зовнішнього навантаження і ваги ґрунту  
 $p_e$  - внутрішній тиск (рис. 8.4). Якщо при постійному значенні меншого головного напруження  $\sigma_3$  поступово збільшувати більше  $\sigma_1$ , то в граничному стані ґрунту буде дотримуватися співвідношення

$$\overline{BO} = \overline{AO} \sin \varphi, \quad (8.3)$$

але

$$\overline{BO} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2, \quad (8.4)$$

$$\overline{AO} = \overline{AD} + \overline{DO} = cctg\varphi + \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)/2, \quad (8.5)$$

звідси

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \sin \varphi [cctg\varphi + (\sigma_1 + \sigma_3)/2]. \quad (8.6)$$

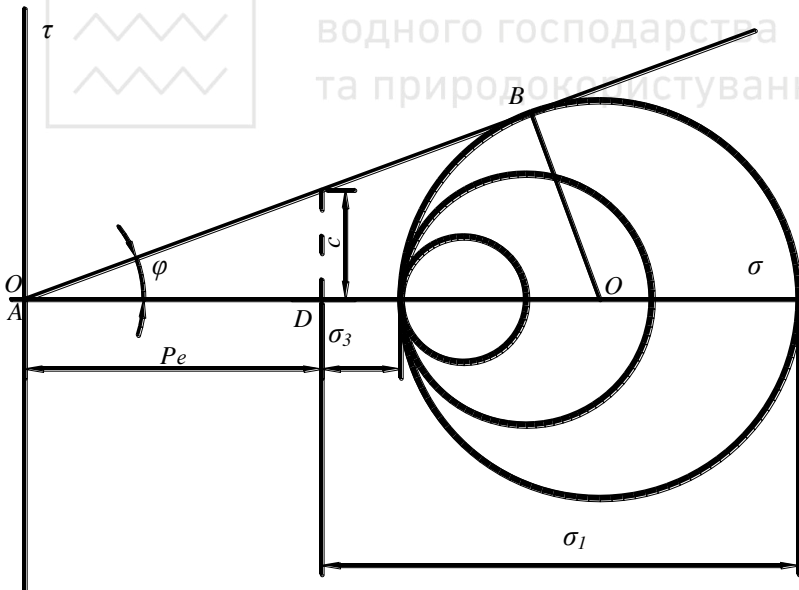


Рис. 8.4. Визначення граничного співвідношення між  $\tau$  і  $\sigma$  за допомогою кола Мора



Переутворюючи вираз (8.6), одержуємо шукане рівняння («критерій міцності» Ренкіна — Мора), що характеризує міцність ґрунтів, котрі володіють зчепленням і внутрішнім тертям:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(2c \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_1 + \sigma_3) = \sin \varphi. \quad (8.7)$$

В усіх випадках, коли ліва частина рівняння дорівнює або менше  $\sin \varphi$ , у ґрунті відсутні явища пластичних деформацій зрушення.

Для сипучих ґрунтів при  $c = 0$  рівняння приймає вигляд

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) = \sin \varphi. \quad (8.8)$$

У цьому випадку кут найбільшого відхилення  $\theta = \varphi$ .

Для зв'язних водонасичених глинистих ґрунтів при  $\varphi$ , досить малому або близькому до нуля, і при зчепленні  $c$ , істотно більшому добутку  $\sin \varphi(\sigma_1 + \sigma_3)$ , рівняння спрощується:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = c = \tau_{\max}. \quad (8.9)$$

Ця залежність називається умовою міцності Кулона або Сен-Венана.

При дослідженні ґрунтів у стабілометрах на трьохосьове стискання, коли створюється на зразок всебічний гідростатичний тиск  $\sigma_3 = \sigma_2$ , на одному, графіку будують кола Мора за даними досліджень декількох однакових зразків при різній величині  $\sigma_1$  й  $\sigma_2$ . Умови граничного стану відповідають загальній дотичній до обох кіл (рис. 8.5).

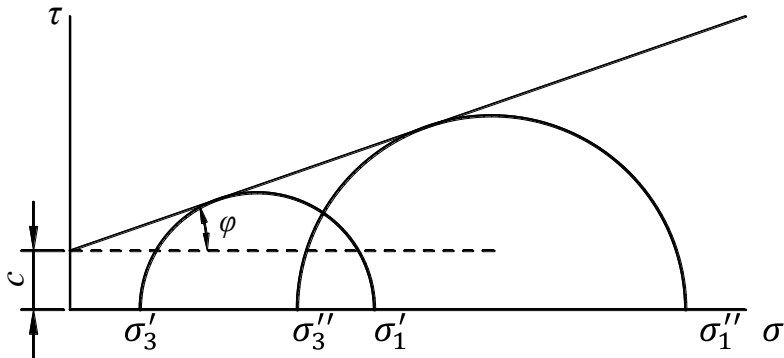


Рис. 8.5. Визначення кута внутрішнього тертя і зчеплення за даними випробувань декількох зразків на трьохосьовий стиск



Отримані вище критерії міцності ґрунту характеризують загальні умови виникнення пластичних зрушень в окремих точках ґрунтового масиву, де створюються несприятливі сполучення напружень.

Побудова меж зон пластичних зрушень в основах споруд на слабких ґрунтах з малими кутами внутрішнього тертя і коефіцієнтами зчеплення корисно для наочного представлення про ступінь стійкості споруд. Воно може бути зроблене шляхом рішення на ПЕОМ рівняння (8.8) з точним врахуванням величин напружень  $\sigma_1$  і  $\sigma_3$ . Однак, утворення обмеженої за розмірами області пластичних зрушень ще не свідчить про втрату стійкості всього ґрунтового масиву. Допустимий ступінь розвитку пластичних зрушень зв'язаний з експлуатаційними вимогами до зведених на ґрунтах споруд, зокрема до допустимого їх осідання.

## 8.2. Міцність ґрунтового масиву і розрахункові схеми його опору зовнішнім навантаженням

Розглянуті в розділі 8.1 порушення стійкості ґрунту в окремих точках ґрунтового масиву розвиваються не одночасно. При поступовому збільшенні навантаження на ґрунт такі порушення виявлюється в окремих точках, потім кількість таких точок зростає і, зливаючись, вони утворюють в ґрунті зони або області, в яких ґрунт видавляються з-під навантаження в сторони (бічне випирання ґрунту). Роль бічного випирання не однакова при різних навантаженнях. При малому навантаженні на ґрунт деформація відбувається в основному у вигляді зменшення об'єму ґрунту (ущільнення). Чим більше навантаження, що діє на ґрунт, тим більше значення набуває бічний зсув.

Розглянемо процеси, що відбуваються в ґрунтовому масиві при поступовому зростанні навантаження, що передається на нього через майданчик обмежених розмірів, котрий щільно прилягає до поверхні ґрунту. Прикладом такого процесу може служити зведення стінки з кам'яної кладки або пошарове зведення насипу. Якщо вимірювати кінцеві осідання після кожного додавання навантаження, то графік залежності осідання штампку від навантаження матиме вигляд, показаний на рис. 8.6. На графіку



можна виділити три характерні ділянки, що відповідають послідовно протікаючим етапам осідання, відмінних за характером процесів, котрі відбуваються в ґрунті при деформації під навантаженням.

Швидкість і характер протікання осідання також пов'язані з навантаженням, тобто з фазою деформації, яку вона викликає в ґрунті.

На першому етапі деформації відбувається явно виражене ущільнення ґрунту під навантаженням. Зсуви в ґрунті відсутні. Частинки ґрунту під подошвою фундаменту, зближуючись, опускаються вниз, витісняючи з ґрунту воду і повітря і займаючи більш щільне положення. Осідання після кожного ступеня навантаження має затухаючий характер. Швидкість його поступово зменшується, і через деякий час воно припиняється.

Ділянка осідання  $oa$  у пухких або ущільнених ґрунтах має злегка вигнутий контур, а у щільних – близький до прямої лінії, що характеризує пряму пропорційність між навантаженням і деформаціями.

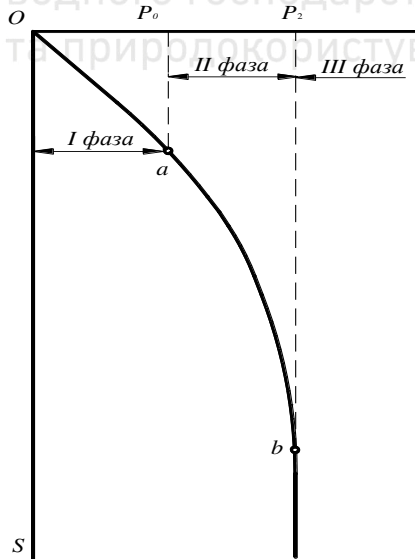


Рис. 8.6. Крива залежності між тиском на штамп і його осіданням





Осідання, що відповідають I фазі ущільнення, звичайно невеликі. Для будівель і опор мостів вони не перевищують декількох сантиметрів і лише для великих дамб і особливо дорожніх насипів на торф'яних болотах можуть вимірюватися десятками сантиметрів. При подальшому зростанні навантаження разом з ущільненням ґрунту, що продовжується, все більше значення набувають явища, пов'язані з виникненням зсувів і пластичної текучості в окремих точках ґрунту. Графік осідання стає помітно криволінійним. Це II фаза деформації, якій відповідає ділянка *ab*. У міру зростання навантаження осідання стають все більш нерівномірними.

При навантаженнях, що відповідають II фазі деформації, осідання затягуються на більший період у зв'язку з процесами руйнування в ґрунті структурних зв'язків, виникнення нових контактів між частинками, переорієнтовки і більш щільного укладання частинок на поверхнях зсуву видавлювання ґрунту з під споруди в зонах текучості. При навантаженнях, що відповідають кінцю II фази, осідання протікають з постійною швидкістю відповідно до процесу сталого повзучості в ґрунті і затухають лише після того, як занурення споруди в ґрунт через вплив бічного привантаження, що створене вагою ґрунту, змінить напружений стан ґрунту.

При досягненні навантаженням деякого критичного значення зони зсувів, що поступово з'являються в ґрунті, зливаючись, утворюють суцільну поверхню ковзання, за якою відбувається випирання ґрунту з-під навантаженого майданчика, (III фаза деформації – фаза порушення стійкості і руйнування). Осідання відбувається майже миттєво.

Осідання в II фазі деформації істотно більше, ніж в I. Осідання III фази, що спостерігалися при аваріях ряду споруд, досягали декількох метрів. Перехід з однієї стадії деформації в іншу, особливо з II в III, різко не виражений, тому розмежування між ними проводиться умовно. Тривалий час при проектуванні фундаментів споруд виходили з усередненого тиску на ґрунт, що приймався переважно з досвіду практики. З 1962 р. застосовують принципово новий метод розрахунку за граничними станами, згідно яких навантаження на ґрунті в основах споруд призначають виходячи з умов роботи цих споруд. Небезпечною величиною



деформації ґрунтової основи слід рахувати таке її осідання, при якому в зведеній споруді виникають недопустимі напруження або ж деформації, що перешкоджають нормальній експлуатації.

Для фундаментів під обладнання часто недопустимі різниці осідань, що вимірюються міліметрами, для житлових і промислових будівель допустимі осідання в декілька сантиметрів, для дорожніх і залізничних насипів та гребель гідротехнічних споруд в процесі будівництва допустимі осідання в десятки сантиметрів, що вирівнюються наступним досипанням. Додаткові осідання в процесі подальшої експлуатації цих споруд можуть досягати декількох сантиметрів.

Для врахування зміни опору ґрунтових основ в процесі деформації в механіці ґрунтів користуються розрахунковими моделями, що схематизують залежність між навантаженням на ґрунтовий масив і його осіданням. Найбільше розповсюдження мають наступні моделі і відповідні їм гіпотези про характер роботи ґрунту (рис. 8.7).

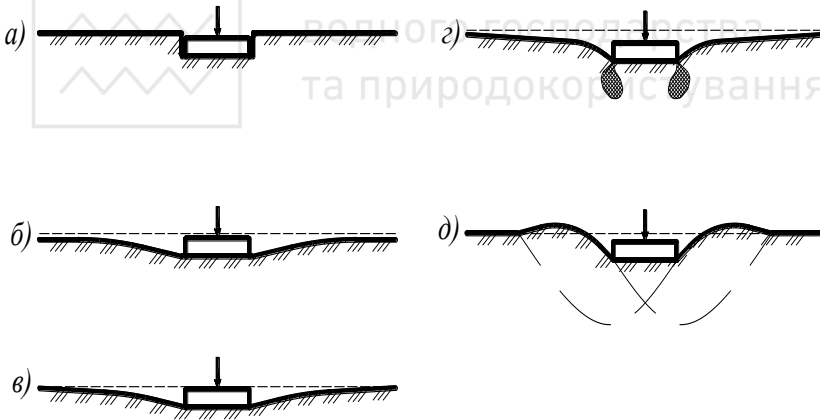


Рис. 8.7. Розрахункові моделі, що схематизують залежність між осіданням і навантаженням на ґрунт: *а* – Фуса – Вінклера; *б* – пружного напівпростору; *в* – пружного шару на жорсткій основі; *г* – пружного шару, що працює в умовах змішаної задачі теорії пружності і теорії пластичності; *д* – основи, що працює в умовах граничної рівноваги



Гіпотеза Фуса – Вінклера (або гіпотеза коефіцієнта постелі), в якій ґрунт розглядається як система, що спирається на жорстку горизонтальну основу і не зв'язаних між собою пружин, стиснення котрих зростає прямо пропорційно прикладеному навантаженню. Коефіцієнт пропорційності між навантаженням і деформацією називають коефіцієнтом постелі. Опір ґрунту розвивається тільки безпосередньо під навантаженням, і в цьому опорі не бере участь ґрунт, що розташований збоку, який не сприймає осідання.

*Модель напівпростору, що лінійно деформується*, котра розглядає ґрунт як суцільне однорідне тіло, що лінійно деформується нескінченно вглиб і в сторони та обмежене зверху площиною (пружноізотропний напівпростір). Опір зовнішньому навантаженню чинить весь напівпростір, тому осідання поверхні напівпростору проходить також і збоку від місця прикладання навантаження, розповсюджуючись на велику відстань. В умовах природного залягання ґрунти звичайно неоднорідні. Щільність їх зростає з глибиною під впливом власної ваги. Проф. О. К. Фреліх і проф. Г. К. Клейн запропонували враховувати цю обставину в схемі напівпростору, що лінійно деформується, приймаючи, що модуль деформації ґрунту зростає прямо пропорційно глибині.

Неодноразові вимірювання осідань ґрунтів біля завантажених штампів показали, що фактична крива прогинів затухає значно ближче, ніж визначена за теорією пружноізотропного напівпростору. Для врахування цієї обставини були розроблені складніші схеми. Проф. П.Л.Пастернак характеризував опір ґрунту двома коефіцієнтами постелі, що враховують опір стисненню і зсуву. Тому було запропоновано розраховувати деформації ґрунту як суму лінійних деформацій і нелінійних залишкових деформацій, що враховуються окремо і що підкоряються самостійній залежності.

*Модель шару кінцевої товщини, що лінійно деформується*. Часто на деякому рівні від поверхні залягають скельні, практично нестисковані породи. Весною на дорогах верхній шар сильно вологого ґрунту, що відтанув, підстилається твердим мерзлим шаром, тому в розрахунках осідань споруд все більше поширення починають набувати рішення для лінійно деформованого шару кінцевої товщини, що підстилає абсолютно жорстка основа. Практично за таку основу можна приймати ґрунти з модулем деформації  $E \geq 100$  МПа. При правильному призначенні



потужності шару ґрунту, що деформується, результати розрахунків за цією схемою найбільше відповідають осіданням, що спостерігаються

Гіпотези як коефіцієнта постелі, так і напівпростору, що лінійно деформується, передбачають пряму пропорційність між навантаженням і деформацією, внаслідок чого можливість їх застосування до розрахунку осідань ґрунтових основ обмежується I фазою залежності «навантаження – осідання».

У споруд, що працюють в II фазі, поблизу від штамп, через який передається навантаження, утворюються зони пластичної деформації. Їх наявність відображається на закономірностях розподілу напружень в ґрунті, на опорі ґрунту деформації і, отже, на величині деформації.

Цей випадок відноситься до так званої змішаної задачі теорії пружності і теорії пластичності, розробленої тільки для деяких окремих випадків проф. М.І. Горбуновим-Посадовим, проф. В.Г. Березанцевим і іншими, що досліджували формування ущільненого ядра під штампом і виникнення бічних зон пластичних деформацій. З цієї причини в практиці розрахунків широке застосування знаходять наближені методи, котрі витікають з припущень, що розподіл напружень при виникненні в ґрунті областей пластичних деформацій продовжує підкорятися рішенням теорії тіл, що лінійно деформуються, а зниження міцності ґрунту в результаті розвитку пластичних явищ враховуються модулем деформації, який визначають експериментально.

Робота ґрунтових основ в умовах значного розвитку в ґрунті зон пластичних деформацій і переходу до III фази деформацій, по М.М. Герсеванову, може бути оцінена розрахунковою схемою напівпростору, що знаходиться в умовах граничної рівноваги, коли під навантаженням ґрунт перейшов в пластичний стан, сформувалося ущільнене ядро, котре випирає ґрунт в сторони при осіданні.

Всі вказані розрахункові моделі є лише схемами, що описують фізичні закономірності опору ґрунту деформації. Залежно від конкретних ґрунтових умов, розмірів і призначення споруди та величини навантаження на ґрунт кожна з розрахункових моделей може знайти своє застосування.



### **Питання для самоконтролю**

1. Охарактеризуйте міцність ґрунту в точці.
2. Що таке максимальний кут відхилення рівнодіючої нормальних і дотичних напружень в точці і чому він дорівнює?
3. Запишіть умову граничної рівноваги, що характеризує міцність ґрунтів, котрі володіють зчепленням і внутрішнім тертям (критерій міцності Ренкіна-Мора).
4. Як записується умова граничної рівноваги для сипучих ґрунтів?
5. Охарактеризуйте фази напружено-деформованого стану ґрунту під навантаженням.
6. Дайте характеристику розрахунковим моделям, що описують роботу ґрунту під навантаженням?

## **9. НАПРУЖЕННЯ В ҐРУНТАХ**

### **9.1. Напружений стан ґрунтів**

При розгляді задач, що пов'язані з оцінкою стійкості ґрунтових масивів і зведених на них споруд, необхідно знати, які напруження виникають в ґрунті при дії навантажень. Без урахування розподілу напружень в ґрунті неможливо, наприклад, розрахувати осідання насипів, опор мостів, фундаментів штучних споруд, визначити допустиме навантаження від споруди.

Розрахунки товщини і міцності дорожнього покриття ґрунтуються на теорії розподілу напружень в шаруватих системах.

Тиск від навантаження, що прикладене до поверхні ґрунтового масиву, передається в ґрунті частинками або структурними агрегатами через точки контакту, розподіляючись у міру заглиблення в ґрунт на все більшу площу. Середнє значення зусиль, діючих на окремі частинки, при цьому зменшується. Проте напруження  $\sigma$  в окремих частинках в межах якого-небудь виділеного перерізу (переріз  $AB$  на рис. 9.1) можуть перевищувати їх міцність і викликати руйнування.

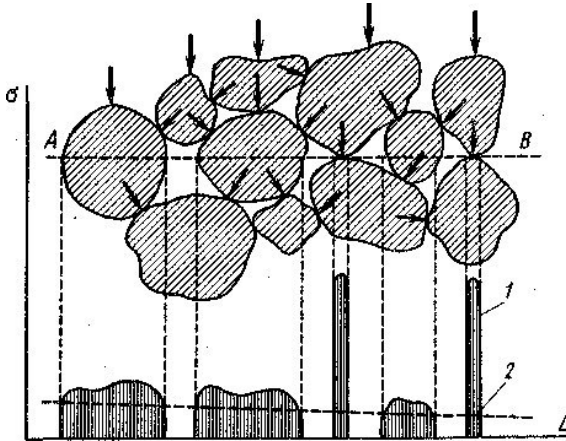


Рис. 9.1. Напруження в окремих ґрунтових частинках: 1 – фактичні напруження в частинках ґрунту; 2 – середні значення напруження в ґрунті

При розгляді напруженого стану ґрунту така місцева концентрація напружень не враховується, оскільки вона, відображаючись на умовах взаємного розташування окремих частинок, не впливає на стійкість ґрунтового масиву в цілому.

При оцінці напружень, що діють в ґрунтах, реальні сили, котрі прикладені до окремих ґрунтових частинок, замінюють уявними силами, що розподілені по всьому об'єму або перерізу ґрунтового масиву, у тому числі і в проміжках між частинками. Величину цих сил, що віднесені до одиниці площі перерізу масиву, і приймають умовно за величину напружень в ґрунті. Це виправдовується тим, що розміри ґрунтових частинок досить малі в порівнянні з розмірами майданчиків, через які тиск від споруд або транспортних засобів передається на ґрунт. Напружений стан ґрунтового масиву при дії навантаження, прикладеного до його поверхні, пов'язаний із ступенем розвитку деформації (див. рис. 8.6). При дії поступово зростаючих навантажень відбувається зміна закономірностей розподілу напружень.

При відносно малих навантаженнях і деформаціях, що відповідають першій фазі деформації, коли залежність «навантаження – деформація» прямолінійна і робота ґрунту



практично описується законом Гука, напружений стан ґрунту близький до того, що розглядається в теорії пружності. Проте при застосовуванні до ґрунтів рішень теорії пружності ґрунт розглядають не як пружне, а як лінійно деформоване тіло. Та обставина, що деформації ґрунту не повністю пружні (тобто не протікають миттєво після прикладання навантаження і не відновлюються повністю після його зняття), не має практичного значення, оскільки в будівельній практиці при зведенні різних споруд доводиться мати справу звичайно з одноразовим прикладанням навантаження на ґрунт, без подальшого розвантаження.

Проф. М.М. Герсеванов довів, що при аналізі напруженого стану глинистих ґрунтів в основах споруд, коли інтервали зміни тиску до і після дії споруди невеликі, а напруження малі, закономірності теорії пружності можна застосовувати до ґрунтів з неменшою обґрунтованістю, ніж до металу при розрахунку деталей машин. Проте, застосовуючи до ґрунтів залежності теорії пружності, не слід забувати, що вони передбачають постійність або закономірність зміни властивостей ґрунтів за глибиною. Фактично ґрунтові нашарування, що утворилися в результаті тривало протікаючих геологічних процесів, неоднорідні, що особливо доводиться враховувати при розрахунках осідань споруд і навантажень, що допускаються на ґрунт.

При перевищенні тиском на ґрунт деякої граничної «критичної»-величини біля країв штамп, що передає навантаження, починають виникати зони пластичних деформацій, які поступово зростають і розповсюджуються в глиб ґрунту, захоплюючи все більший об'єм. Цей період роботи ґрунту відповідає II фазі деформації. Наявність зон пластичної деформації, в яких ґрунт не може сприйняти на себе те ж навантаження, що до початку зсувів, змінює закономірності, якими описується напружений стан ґрунту. В даний час розроблено лише декілька задач, що розглядають напружений стан в ґрунті поблизу від штамп при частковому розвитку зон пластичних деформацій. Основні дослідження в цьому напрямку виконані проф. М.І. Горбуновим-Посадовим. При деформаціях, що відносяться до III фази, напружений стан відповідає задачі граничної рівноваги теорії пластичності, рішення якої є також лише для ряду окремих випадків.



Численні експериментальні роботи показали, що при розвитку в ґрунті пластичних деформацій напруження, що виміряні поблизу від підшви штампів і у верхніх шарах незв'язних ґрунтів, відрізняються від розрахованих, що визначені за формулами теорії пружності, і співпадання між ними починається лише за межами зони розповсюдження пластичних деформацій з глибин, рівних 1...1,5 діаметру майданчиків, через які передається тиск. На менших глибинах фактичні напруження по вертикальній осі, що проходить через центр майданчика, більші, ніж обчислені за формулами теорії пружності, але більш швидко зменшуються у міру відхилення від вертикальної осі в сторони. Відбувається концентрація напружень поблизу лінії дії навантаження.

При визначенні напружень від навантажень, що прикладені на малих майданчиках – діаметром менше 1 м, застосовують формули теорії пружності з введенням в них поправочних коефіцієнтів концентрації. Слід зазначити, що спосіб визначення напружень в ґрунтах методами теорії пружності не є єдиним.

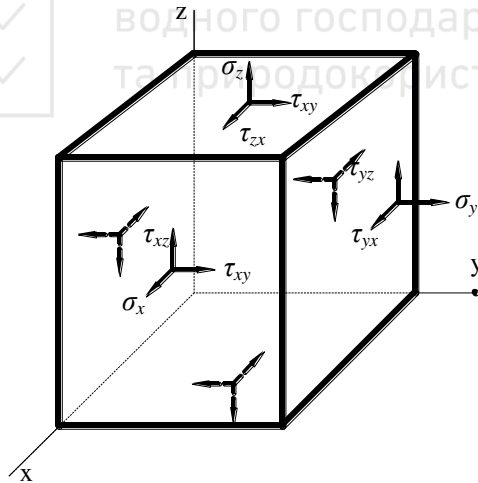


Рис. 9.2. Напружений стан елементарного кубика ґрунту





## 9.2. Методи розрахунку напружень в однорідних ґрунтах

Напружений стан в деякій точці ґрунту характеризується сукупністю діючих в них напружень. Розглядаючи в системі прямокутних координат напружений стан елементарного кубика із сторонами, що паралельні площинам координат (рис. 9.2), розрізняють наступні напруження:  $\sigma_z$  – вертикальні нормальні напруження;  $\sigma_y$  – горизонтальні нормальні напруження, діючі за напрямком осі  $y$ ;  $\sigma_x$  – горизонтальні нормальні напруження, що діють за напрямком осі  $x$ ;  $\tau_{xy}, \tau_{yx}$  – дотичні напруження, що діють на гранях, паралельних осі  $z$ , рівні між собою згідно правила «парності напружень»;  $\tau_{zx}, \tau_{xz}$  – рівні дотичні напруження, що діють на гранях, паралельних осі  $y$ ;  $\tau_y, \tau_{zy}$  – рівні дотичні напруження, що діють на гранях, паралельних осі  $x$ .

Для наглядної характеристики напруженого стану ґрунтового масиву використовують криві розподілу напружень, що є або графік зміни однієї із складових напружень за яким-небудь напрямком, або ж геометричні місця точок, в яких ці напруження мають однакове значення. Частіше за все користуються кривими: 1) розподілу вертикальних нормальних напружень на горизонтальному перерізі ( $\sigma_z$  при  $z = \text{const}$  і  $y = 0$ ) (рис. 9.3, а); 2) рівних вертикальних нормальних напружень ( $\sigma_z = \text{const}$ ) (рис. 9.3, б); 3) розподілу вертикальних нормальних напружень за глибиною при постійній відстані від осі дії навантаження ( $\sigma_z$  при  $y$  і  $x = \text{const}$ ) (рис. 9.3, в); 4) рівних головних дотичних напружень ( $\tau_{max} = \text{const}$ ) (рис. 9.4).

Першою залежністю для розрахунку напружень в ґрунті методами теорії пружності є формула, що була опублікована в 1886 р. французьким вченим Жозефом Буссінеском, для визначення напружень від зосередженої сили, що прикладена до нескінченного однорідного масиву, обмеженого зверху площиною, що лінійно деформується (пружний напівпростір) (рис. 9.5).

Радіальні нормальні напруження на майданчику, що перпендикулярний радіусу-вектору, котрий з'єднує дану точку з точкою прикладання сили, дорівнюють

$$\sigma_R = \frac{3P \cos \alpha}{2\pi R^2}, \quad (9.1)$$



де  $\alpha$  – кут між радіусом-вектором і вертикаллю, котра проходить через точку прикладання сили  $P$ ;  $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$  – радіус-вектор – відстань від точки ґрунтового масиву, що розглядається до точки прикладання сили  $P$ .

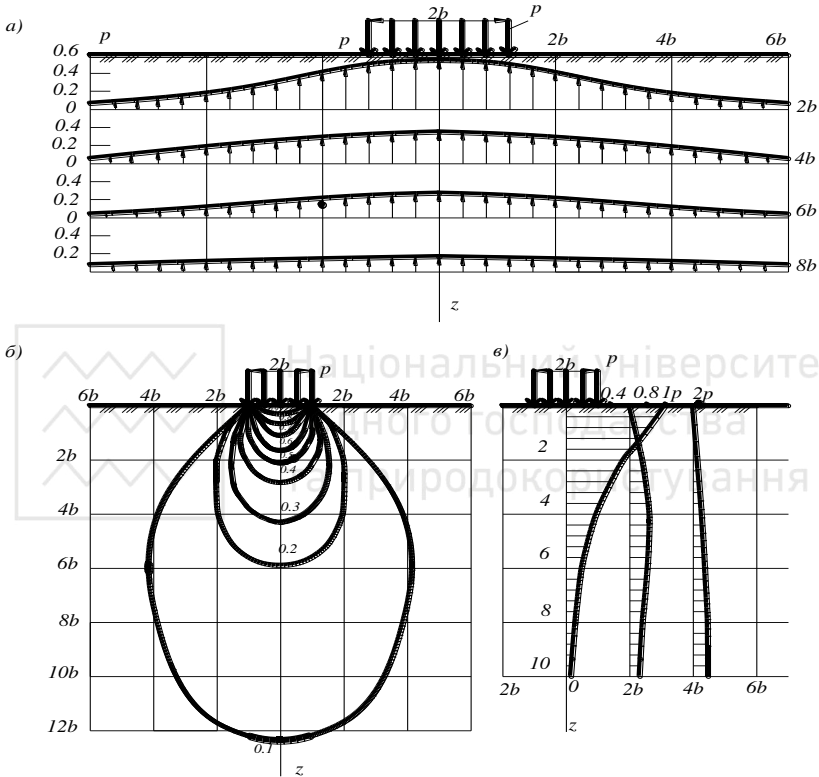


Рис. 9.3. Розподіл вертикальних нормальних напружень в ґрунтах від навантаження, що прикладено до гнучкої нескінченної навантаженої смуги: *a* – криві розподілу напружень в горизонтальних перерізах на різних глибинах від поверхні ґрунту (написи справа біля кривих показують глибину, визначену в долях напівширини завантаженої смуги); *б* – криві рівних напружень – ізобари (написи на кривих вказують напруження в долях від тиску на підшви смуги); *в* – криві розподілу напружень за глибиною (написи в нижній частині графіка вказують відстань вертикалей, до яких відносяться криві, від осі, що проходить через середину смуги)

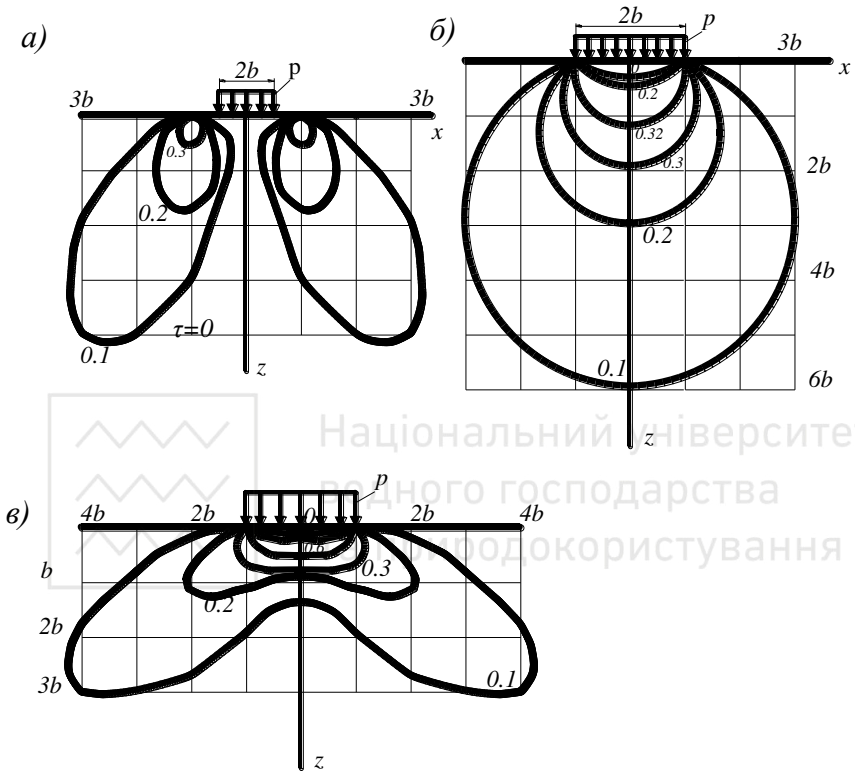


Рис. 9.4. Розподіл дотичних і горизонтальних напружень від навантаження, що прикладене до гнучкої нескінченної навантаженої смуги: *a* – криві рівних дотичних напружень  $\tau_{xz}$ ; *б* – криві рівних максимальних дотичних напружень; *в* – криві рівних горизонтальних нормальних напружень; (у всіх випадках написи на кривих вказують напруження в долях від тиску на підшву смуги)

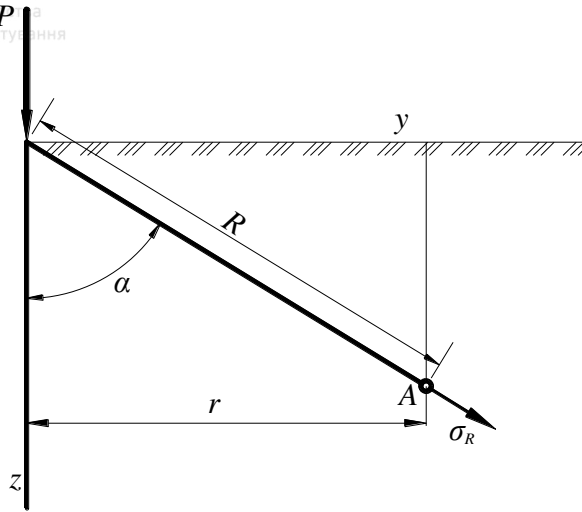


Рис. 9.5. Схема для визначення напруження від зосередженої сили

З формули для радіальних напружень шляхом розкладання сил за напрямком осей координат можуть бути одержані наступні вирази для визначення напружень на майданчиках, нормальних до осей координат  $x$ ,  $y$ ,  $z$ :

*вертикальні нормальні напруження*

$$\sigma_z = \frac{3P \cos \alpha}{2\pi R^2} = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}; \quad (9.2)$$

*горизонтальні нормальні напруження по осі  $x$*

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3} \frac{1}{R(R+z)} - \frac{2R+z}{(R+z)^2 R^3} \frac{x^2}{R^3} - \frac{z}{R^3}; \quad (9.3)$$

*дотичні напруження*

$$\tau_{zx} = \frac{3P}{2\pi} \frac{xz^2}{R^5}; \quad (9.4)$$



$$\tau_{xy} = \frac{3p}{2\pi} \frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\nu}{3} \frac{(2R+z)\alpha y}{(R+z)^2 R^3} \quad (9.5)$$

Щоб одержати вирази для  $\sigma_y$  і  $\tau_{zy}$ , потрібно замінити у виразах (9.3) і (9.4)  $x$  на  $y$ .

Властивості ґрунтів враховуються в приведених формулах розподілу напружень тільки коефіцієнтом Пуассона для горизонтальних нормальних і дотичних напружень. На вертикальні нормальні напруження властивості ґрунтів не впливають, і тому напруження  $\sigma_z$  від одного і того ж навантаження в різних ґрунтах однакові.

Виразу для вертикальних нормальних напружень може бути наданий зручніший для користування вигляд. Замінюючи  $\cos\alpha$  на  $z/R$  і враховуючи, що  $R = \sqrt{z^2 + r^2}$ , одержимо:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \frac{1}{1+(r/z)^2} \frac{1}{5/2} = \frac{KP}{z^2} \quad (9.6)$$

Значення безрозмірного коефіцієнта  $K$ , що залежить від відношення  $r/z$ , наведені в табл. 9.1.

#### Приклад 9.2.1.

На поверхню ґрунтового масиву прикладена зосереджена сила  $P=60$  кН. Визначити вертикальні стискаючі напруження в точці, що знаходиться на глибині 1,0 м від лінії дії сили (рис. 9.6).

Визначаємо відношення  $\frac{r}{z} = \frac{0,5}{1,0} = 0,5$ . За табл. 9.1 відношенню  $\frac{r}{z} = 0,5$  відповідає  $K=0,5$ .

За формулою (9.6):

$$\sigma_z = \frac{KP}{z^2} = \frac{0,5 \cdot 60}{1,0^2} = 30 \text{ кПа.}$$

Таким же шляхом визначаємо стискаючі напруження і на інших глибинах відносно осі  $z$ . Слід відмітити, що в точці прикладання зосередженої сили теоретично отримаємо достатньо великий тиск. На практиці такого тиску не буває. У зв'язку з цим, деяку область в точці прикладання зосередженої сили необхідно виключити з розгляду (див. рис. 9.6).

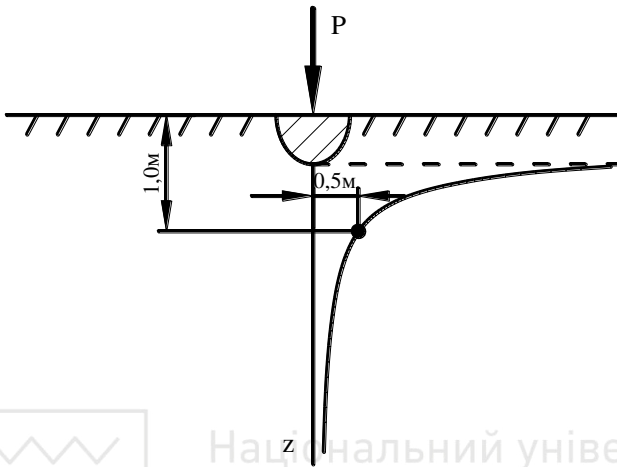


Рис. 9.6. До прикладу визначення вертикальних стискальних напружень в ґрунті від зосередженої сили

Формула (9.1) і одержувані з неї складові напружень справедливі тільки для точок, що розташовані на деякій відстані від точки прикладання сили.

При малих значеннях радіусу-вектора  $R$  напруження отримують настільки великими, що ґрунт не міг би їх витримати. Це наслідок умовності постановки задачі – дія навантаження в одній точці. В реальних умовах роботи споруд навантаження завжди передається на ґрунт через майданчики (фундаменти, колеса), що розподіляють їх на деяку площу. Для обчислення виникаючих в цьому випадку напружень може бути використаний метод підсумовування напружень від елементарних сил, розподілених по завантаженому майданчику. При цьому передбачається, що ґрунти лінійно-деформовані, для них справедливий принцип незалежності дії сил, навантаження вільно переміщується за просідаючою поверхнею ґрунту.

Визначимо напруження в напівпросторі, на частину поверхні якої  $F$  діє навантаження, інтенсивність якого змінюється за законом



$p_{xy} = f(x, y)$ , де  $p_{xy}$  – інтенсивність навантаження в точці з координатами  $x$  і  $y$ . Якщо виділити всередині навантаженого майданчика елемент  $dF = dx dy$  (рис. 9.7), то тиск на майданчик  $dF$  буде рівний  $f(x, y)dF$ . Вертикальні нормальні напруження в точці напівпростору  $A$  від елементарної сили, що діє на майданчик  $dF$ , згідно формулі (9.2)

$$d\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi R^5} f(x, y) dF, \quad (9.7)$$

де  $R$  – відстань від точки  $A$  до елементарного майданчика  $dF$ .

Таблиця 9.1

Значення  $K$

$r/z$	$K$	$r/z$	$K$	$r/z$	$K$	$r/z$	$K$
0,00	0,4775	0,70	0,1762	1,70	0,0160	2,60	0,002
0,05	0,4746	0,80	0,1386	1,90	0,0105	2,80	0,0021
0,10	0,4657	0,90	0,1083	2,00	0,0085	3,10	0,0013
0,16	0,4482	1,00	0,0844	2,10	0,0070	3,30	0,009
0,20	0,4329	1,10	0,0658	2,30	0,0048	3,50	0,0007
0,30	0,3849	1,20	0,0513	2,40	0,0040	4,90	0,0001
0,40	0,3294	1,40	0,0317	2,50	0,0034		
0,50	0,2733	1,50	0,0251				
0,60	0,2214	1,60	0,0200				

Повне значення напружень в точці  $A$  отримуємо в результаті інтегрування виразу для  $d\sigma_z$  по всьому навантаженому майданчику  $F$ :

$$\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} \int_F \frac{f(x,y)}{R^5} dx dy. \quad (9.8)$$

Аналогічно можуть бути знайдені і інші складові напружень.



Рис. 9.7. Визначення напружень від навантаження, що прикладене на майданчику довільної форми

Розрізняють два випадки розрахунку напружень: 1) від навантажень, що прикладені до нескінченних смуг постійної ширини (довгі стрічкові фундаменти, дорожні насипи і дамби постійного перерізу) — *плоска задача*; 2) від навантажень, що розподілені за обмеженою площею (фундаменти будівель, опори мостів, колеса і гусениці транспортних засобів) — *просторова задача*. В умовах плоскої задачі для оцінки напруженого стану ґрунту достатньо досліджувати розподіл напружень в будь-якому перерізі масиву, перпендикулярному осі завантаженої смуги. Початковими для вирішення плоскої задачі в різних випадках є вирази для напружень від елементарних зосереджених сил, що розподілені на нескінченній лінії – лінійного навантаження (задача Фламана) (рис. 9.8).



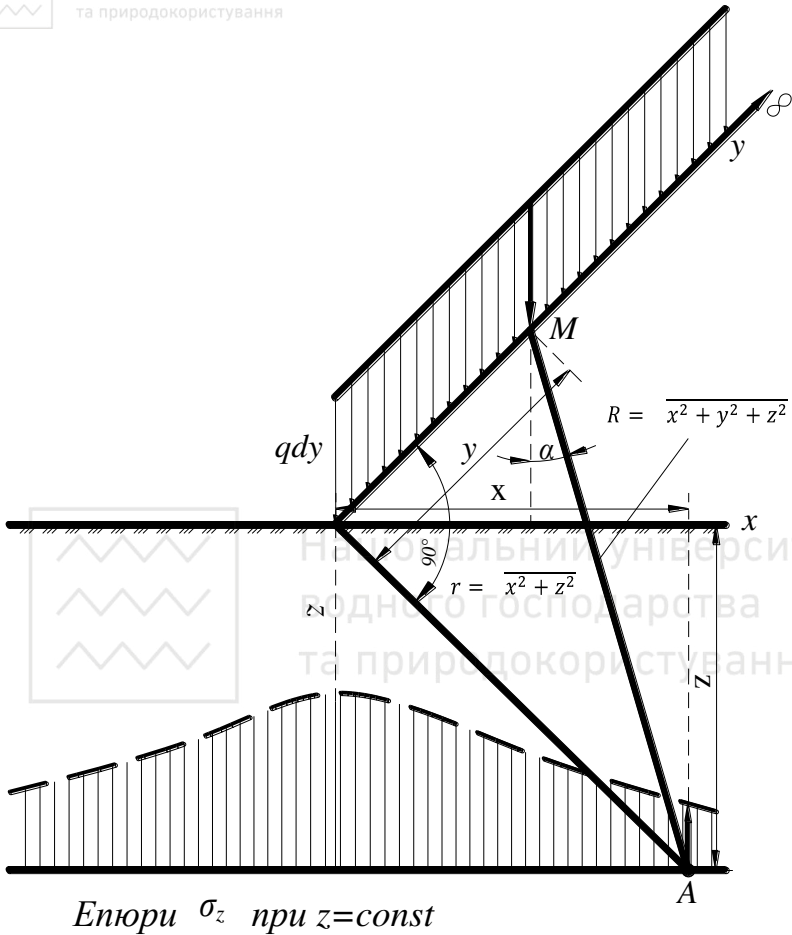


Рис. 9.8. Розподіл напружень від нескінченного лінійного навантаження

При інтенсивності навантаження  $q$  на одиницю довжини вертикальні нормальні напруження в точці  $A$  ( $x, y = 0, z$ ) від сили  $q dy$ , що прикладена до поверхні напівпростору в точці  $M$  ( $x = 0; y, z = 0$ ), згідно рівнянню (9.2) запишеться

$$d\sigma_z = \frac{3qz^3 dy}{2\pi R^5} = \frac{3qz^3 dy}{2\pi (x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}. \quad (9.9)$$



Повне значення вертикальних нормальних напружень від усіх сил, що прикладені до завантаженої лінії:

$$\sigma_z = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3qz^3 dy}{2\pi (x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2}. \quad (9.10)$$

Інші складові напружень, що часто використовуються:

$$\sigma_y = \frac{2qx^2z}{\pi(x^2 + z^2)^2}; \quad (9.11)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2qx^2z}{\pi(x^2 + z^2)^2}. \quad (9.12)$$

Розподіл напружень від навантаження, що прикладено до нескінченної смуги, знаходять аналогічно. Нехай на поверхню пружноізотропного масиву діє навантаження у вигляді нескінченної смуги, що має ширину  $B$ , причому навантаження змінюється по ширині за деяким законом  $p = f(x)$  (рис. 9.9,  $a$ ). Тоді навантаження, що припадає на нескінченно малий елемент ширини смуги  $dx$ :

$$dp = f(x)dx. \quad (9.13)$$

За довжиною смуги елементарні навантаження  $dp$  утворюють нескінченне лінійне навантаження, напруження від якого визначаються виразами (9.10)...(9.12).

Повне значення напружень від навантаження у вигляді смуги визначають інтегруванням виразів для лінійного навантаження по ширині смуги. Так, вертикальні нормальні напруження в будь-якій точці

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \int_{x=x_1}^{x=x_2} \frac{f(x)z^3}{(x^2 + z^2)^2} dx. \quad (9.14)$$

Запишемо роз'язок (9.14) для деяких типових випадків дорожнього будівництва.

При навантаженні, що рівномірно розподілене по ширині смуги (тиск стрічкових фундаментів,  $p = \text{const}$ ):

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \frac{1}{2} \sin 2\alpha_1 + \alpha_1 - \pm \alpha_2 - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\alpha_2), \quad (9.15)$$

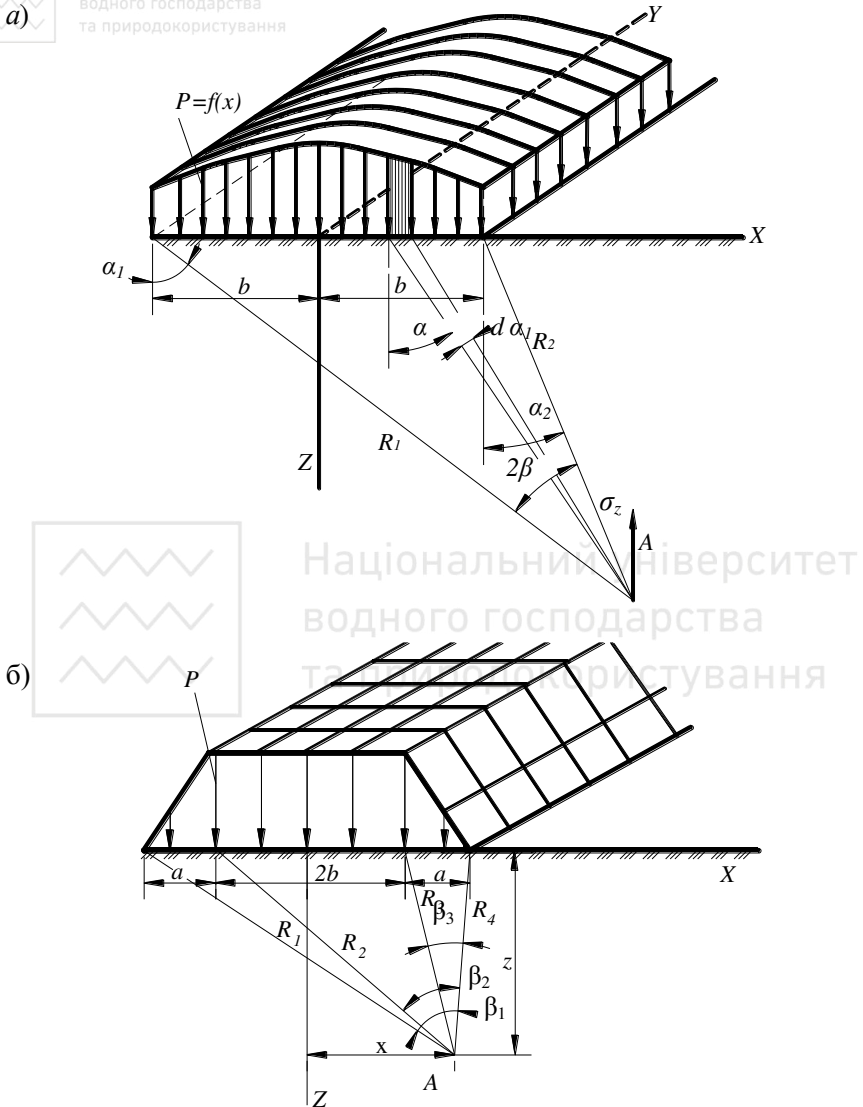


Рис 9.9. Розподіл напружень від завантаженої смуги:  
а – схема для виведення загальної формули; б – схема для визначення напружень в ґрунті основи насипи



$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \alpha_1 - \frac{1}{2} \sin 2\alpha_1 - \pm \alpha_2 + \frac{1}{2} \sin(\pm 2\alpha_2), \quad (9.16)$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} \cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1. \quad (9.17)$$

Значення кута  $\alpha$  (в рад) приймають із знаком мінус для точок, що лежать між вертикалями, які проведені через краї рівномірно розподіленого навантаження, і зі знаком плюс для точок, що лежать за цими вертикалями.

Значення головних напружень, що діють за напрямком бісектриси кута  $2\beta$  і перпендикулярному їй, рівні:

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta), \quad (9.18)$$

$$\sigma_3 = \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta), \quad (9.19)$$

де  $2\beta$  – кут, що утворений прямими, котрі з'єднують точку з краями завантаженої смуги, якого іноді називають кутом видимості.

З геометричних співвідношень

$$2\beta = \alpha_1 - \pm \alpha_2. \quad (9.20)$$

Для точок, що розташовані на вертикальній осі симетрії:

$$\sigma_z = \sigma_1 = \frac{p}{\pi} (2\alpha + \sin 2\alpha) = k_1 p. \quad (9.21)$$

Значення коефіцієнта  $k_1 = (2\alpha + \sin 2\alpha)/\pi$  наведено в табл. 9.2.

При навантаженні, що розподілено за трапецією (тиск дорожніх насипів і дамб) (рис. 9.9 б):

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi a} a \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + b \beta_1 + \beta_3 + x(\beta_1 - \beta_3), \quad (9.22)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi a} a \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + b \beta_1 + \beta_3 + x(\beta_1 - \beta_3) - 2z \ln \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3}, \quad (9.23)$$

$$\tau_{max} = \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\ln^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\beta_1 - \beta_2)^2}. \quad (9.24)$$



Значення  $k_1$

$2b/z$	$k_1$	$2b/z$	$k_1$	$2b/z$	$k_1$	$2b/z$	$k_1$
0	0,000	1,0	0,550	3,0	0,920	5,5	0,983
0,1	0,064	1,2	0,624	3,5	0,943	6,0	0,986
0,2	0,127	1,5	0,716	4,0	0,960	7,0	0,991
0,5	0,306	2,0	0,817	4,5	0,970	8,0	0,994
0,8	0,462	2,5	0,889	5,0	0,977	10,0	0,997

**Приклад 9.2.2.**

Визначити вертикальні стискаючі напруження для точки  $M$ , що знаходиться на глибині  $z=2,0$  м, при дії рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю  $P=200$  кПа на смугу шириною  $2 \cdot b=4,0$  м (рис. 9.10).

Визначаємо відношення  $2 \cdot b/z=4,0/2=2,0$ . За табл. 9.2 відношенню  $2 \cdot b/z=2$  відповідає  $k_1=0,817$ .

За формулою (9.21)

$$\sigma_z = k_1 P = 0,817 \cdot 200 = 163,4 \text{ кПа} .$$

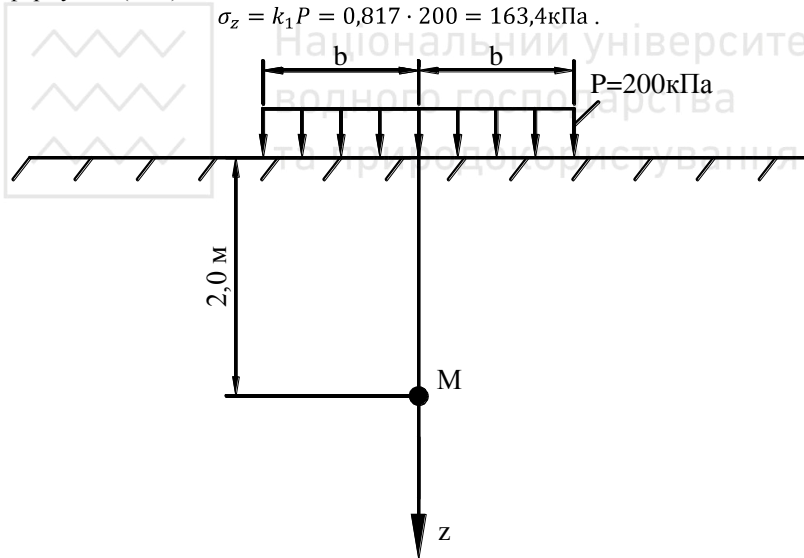


Рис. 9.10. До прикладу визначення вертикальних стискаючих напружень в ґрунті основи дії при дії рівномірно розподіленого навантаження на смугу



$b/z = \infty$

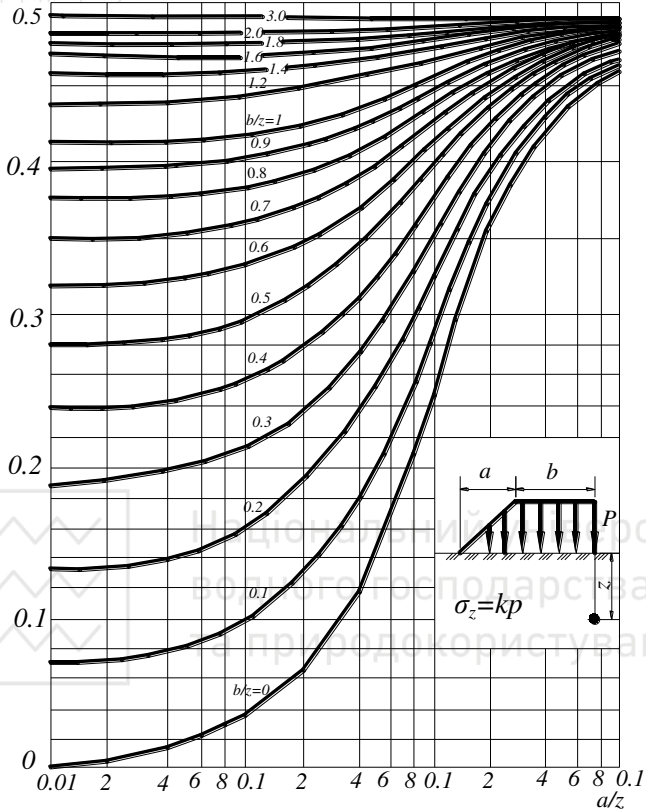


Рис. 9.11. Номограма для визначення вертикальних нормальних напружень в ґрунті при навантаженні від насипу

На рис. 9.11 наведений графік для визначення вертикальних стискаючих напружень у ґрунті, що завантажений насипом. Напруження визначають за формулою:

$$\sigma_z = kp, \quad (9.25)$$

де  $k$  – коефіцієнт, що визначається з графіка, в залежності від відношення  $a/z$  і  $b/z$  (його визначають як алгебраїчну суму коефіцієнтів правої і лівої частин насипу);  $p$  – тиск на ґрунт в центральній частині насипу.

**Приклад 9.2.3.**

Визначити вертикальні стискаючі напруження для точки  $M_1$ , на глибині 2,0 м, при навантаженні від насипу  $P = 150\text{kPa}$  (рис. 9.12).

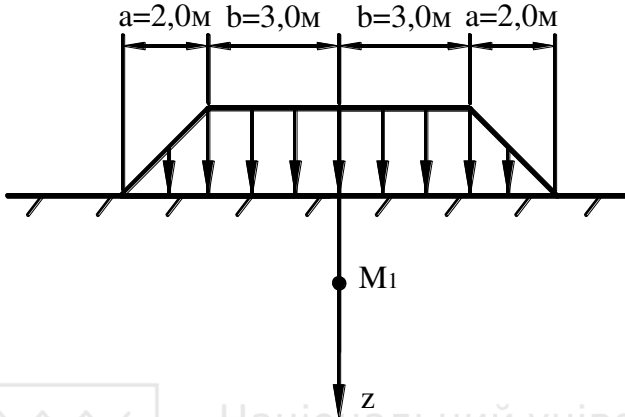


Рис. 9.12. До прикладу визначення вертикальних стискаючих напружень в ґрунті основи при навантаженні від насипу

Визначаємо відношення  $\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1$ ,  $\frac{b}{z} = \frac{3}{2} = 1,5$ .

За номограмою (рис. 9.11) відношенням  $\frac{a}{z} = 1$ ,  $\frac{b}{z} = 1,5$  відповідає  $k=0,475$ .

За формулою (9.25)

$$\sigma_z = k \cdot p = (0,475 + 0,475) \cdot 150 = 142,5 \text{ kPa}.$$

Значення  $k$  визначаємо як алгебраїчну суму коефіцієнтів правої і лівої частини насипу.

У практиці будівництва довжина завантаженої смуги, звичайно, не є нескінченною, як це допущено при виведенні рівнянь. При передачі навантаження на ґрунт через стрічкові фундаменти будівель співвідношення довжини і ширини фундаменту зазвичай не перевищує декількох десятків. Проте напруження під прямокутними майданчиками з відношенням ширини до довжини менше 1:10 досить мало відрізняються від напружень під нескінченною смугою, і тому рівняння, що наведені вище, часто застосовують для визначення напружень під стрічковими фундаментами. При навантаженнях, що прикладені до майданчиків

кінцевих розмірів, вираз зазвичай не піддається безпосередньому інтегруванню навіть для простого випадку рівномірно розподіленого навантаження  $p = f(x, y)$ . В більшості випадків рішення може бути отримане тільки за допомогою розкладання підінтегральної функції в ряд. Для найбільш характерних випадків прикладання навантажень до майданчиків формули для визначення напружень мають наступний вигляд. При навантаженні, що рівномірно розподілене по колу, вертикальні нормальні напруження по осі  $z$ , що проходить через центр кола:

$$\sigma_z = p(1 - \cos^3 \beta) = k_2 p, \quad (9.26)$$

де  $\beta$  – кут, що утворюється вертикальною віссю і прямою, що з'єднує дану точку  $A$  з будь-якою точкою на колі;  $k_2 = (1 - \cos^3 \beta)$  (табл. 9.3). При навантаженні, що рівномірно розподілене на прямокутному майданчику, напруження на вертикалі, що проходить через кут майданчика:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \operatorname{arctg} \frac{BL}{z(L^2+B^2+Z^2)} + \frac{BLz}{L^2+B^2+Z^2} \left( \frac{1}{L^2+Z^2} + \frac{1}{B^2+Z^2} \right) = k_3 P, \quad (9.27)$$

де  $L$  – більша і  $B$  - менша сторони завантаженого прямокутника;  $z$  – глибина точки, що розглядається. Значення коефіцієнта  $k_3$  для різних співвідношень  $z/b$  і  $L/b$  наведені в табл. 9.4 і на рис. 9.13.

Таблиця 9.3

Значення  $k_2$

$z/r$	$k_2$	$z/r$	$k_2$	$z/r$	$k_2$
0,25	0,986	1,50	0,424	4,0	0,087
0,50	0,901	1,75	0,346	5,0	0,057
0,75	0,784	2,0	0,284	7,0	0,030
1,00	0,646	2,5	0,200	10,0	0,015
1,25	0,524	3,0	0,146		



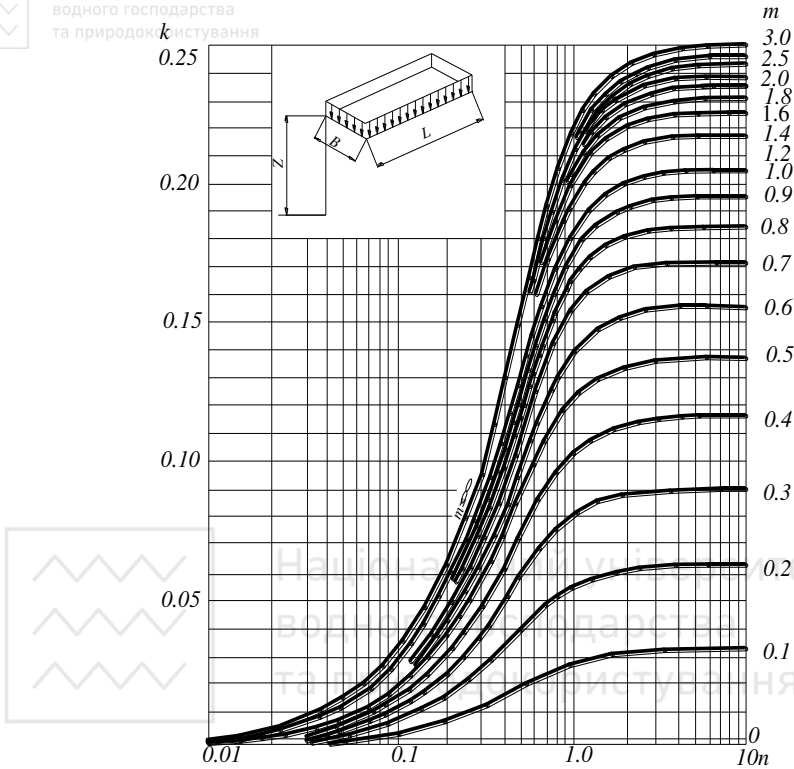


Рис. 9.13. Значення коефіцієнта  $k_3$  для визначення вертикальних нормальних напружень від навантажень, що рівномірно розподілені на прямокутних майданчиках

Напруження від різних сполучень навантажених прямокутних майданчиків можуть бути розраховані за рівнянням (9.27) шляхом підсумовування напружень від окремих прямокутників (рис. 9.14).

Для пояснення впливу на напруження величини і форми майданчиків, до яких прикладено навантаження, на рис. 9.15 приведені криві розподілу  $\sigma_z$  по вертикалі, що проходить через центр майданчика, обчислені для круглого майданчика і прямокутників з різними співвідношеннями сторін, розпочинаючи від квадратного майданчика ( $L/B = 1$ ) до нескінченної смуги ( $L/B = \infty$ ).

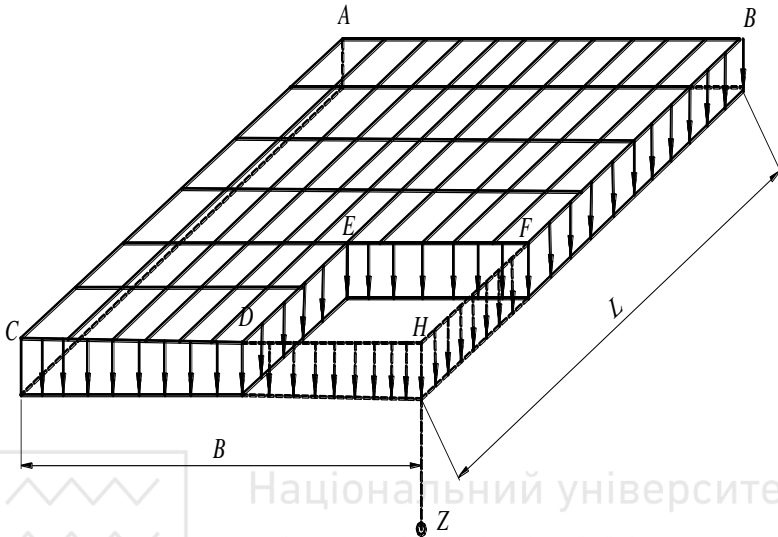


Рис. 9.14. Визначення напружень від навантажень, що передають тиск через майданчики складного контуру

Таблиця 9.4

Значення  $k_3$

$z/B$	Значення $k_3$ при $L/B$ , рівному						
	1,	1,5	2,0	3,0	5,0	10,	$\infty$
0,2	0,247	0,24	0,248	0,248	0,249	0,249	0,249
0,5	0,233	0,23	0,239	0,240	0,240	0,240	0,240
1,0	0,175	0,19	0,200	0,203	0,204	0,205	0,205
1,5	0,121	0,14	0,156	0,164	0,167	0,167	0,167
2,0	0,084	0,10	0,120	0,132	0,136	0,137	0,137
4,0	0,027	0,03	0,048	0,064	0,071	0,076	0,076
8,0	0,007	0,01	0,014	0,020	0,028	0,037	0,039
10,00	0,005	0,00	0,009	0,013	0,020	0,028	0,032
15,00	0,002	0,00	0,004	0,006	0,010	0,016	0,021
20,0	0,001	0,002	0,002	0,004	0,006	0,010	0,016

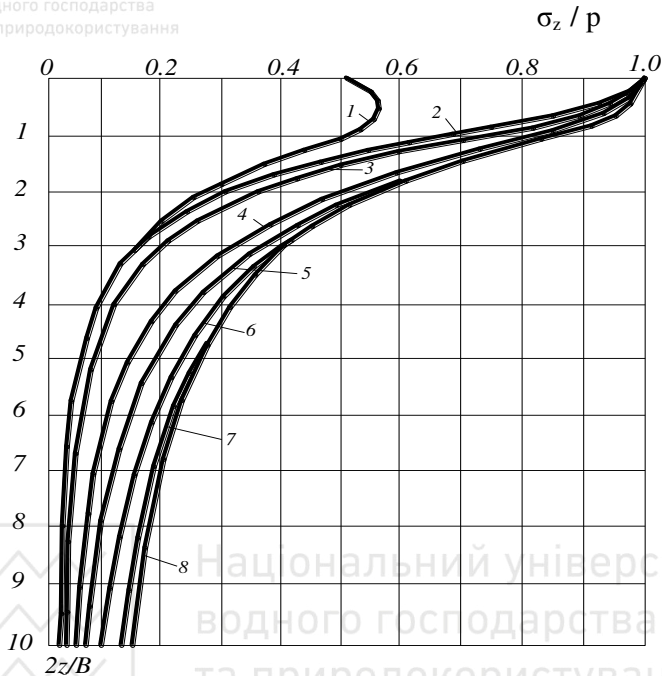


Рис. 9.15. Розподіл за глибиною вертикальних нормальних напружень на вертикалі, що проходить через центр майданчика:

1 – жорсткий круглий штамп; 2 – гнучкий круглий штамп; 3, 4, 5, 6, 7 і 8 – гнучкий прямокутний штамп при співвідношенні сторін відповідно 1:1, 1:2, 1:3, 1:5, 1:10, 1:100

Значення  $\sigma_z$  визначені в долях однакового для всіх випадків питомого тиску на підшву штампу  $p$ , глибина – відносно половини меншої сторони прямокутника або радіусу кола до глибини від підшви штампу  $z$ .

Порівняння кривих показує, що при постійному навантаженні, розпочинаючи з глибини, що перевищують подвійну ширину фундаменту, вплив форми і жорсткості площадок перестає впливати на напруження, і їх можна розраховувати за формулою для зосередженої сили.

Це дає можливість визначати напруження при складних контурах майданчика, до якого прикладено навантаження, або при нерівномірному розподілі навантаження на майданчику

наближеним методом. Навантажений майданчик розбивають на ряд малих майданчиків, і навантаження, що діє на кожен з них, приймають за зосереджену силу, що прикладена в центрі ваги майданчика. Напруження в будь-якій точці ґрунтового масиву визначають як суму напружень від зосереджених сил, що діють на малих майданчиках. Якщо навантаження, що прикладені до кожної з виділених площадок, рівні між собою, то величина вертикальних напружень

$$\sigma_z = P/z^2 \sum_{i=1}^n k_{1i} , \quad (9.28)$$

де  $P$  – зосереджена сила, що припадає на один майданчик;  $n$  – число виділених майданчиків;  $k_{1i}$  – коефіцієнт (за табл. 9.2). Результати розрахунків отримують тим точнішими, чим на більшу кількість майданчиків розділяється площа прикладання навантаження. Метод підсумовування напружень можна застосовувати, розпочинаючи лише з глибин, що перевищують подвійну довжину меншої сторони майданчика, що виділяється. На менших глибинах напруження приймають рівними середньому тиску на майданчик.

### 9.3 Розподіл напружень в неоднорідних ґрунтах і основах шаруватих дорожніх одягів

Розглянуті вище методи визначення напружень можна застосовувати лише до ґрунтів однорідних за складом і міцності в межах шару значної товщини. В будівельній практиці часто доводиться зустрічати ґрунти, неоднорідні за механічними властивостями. Навіть при постійному зерновому складі ґрунту глибинні шари мають більший модуль деформації, ніж поверхневі, в результаті ущільнення вагою вищерозміщених шарів і утворення цементаційних зв'язків. Часто зустрічаються неоднорідні нашарування – ґрунти, що підстиляються скелею або шаром мерзлого ґрунту, глинисті ґрунти з піщаними прошарками, та інші. При розрахунках, котрі пов'язані з конструюванням дорожнього одягу, доводиться враховувати їх вплив на розподіл напружень в ґрунтах.

Разом з неоднорідністю ґрунтових товщ, на розподіл напружень може впливати неоднорідність механічних властивостей ґрунту за



різними напрямками (анізотропія). До таких ґрунтів відносяться торф'яні поклади, мерзлі ґрунти з крижанистими прошарками, леси, солонцюваті ґрунти із стовбчатою структурою, деякі ґрунти осадового походження, наприклад стрічкові глини.

Слід відзначити, що вплив неоднорідності ґрунтових нашарувань на розподіл напружень починає помітно виявлятися лише при різниці модулів суміжних шарів більш ніж в 2...3 рази. Тому в практиці розрахунків, що пов'язані з визначенням осідань фундаментів, вплив неоднорідності ґрунтів на розподіл напружень враховують тільки при скельних підстилаючих ґрунтах.

При більшій відмінності у властивостях ґрунтів вибирають найбільш надійний з розроблених методів визначення напружень в неоднорідних середовищах, які найбільш підходять до різних випадків нашарувань: ґрунти, модуль деформації яких, закономірно зростає за глибиною; анізотропний ґрунт; ґрунт, що підстиляється твердим, практично не деформованим шаром. Деякі рішення для цих випадків наведені нижче.

**Ґрунт з модулем деформації, що змінюється за глибиною.** Для лінійно - деформованого нескінченного напівпростору, модуль деформації, якого змінюється прямо пропорційно за глибиною при навантаженні від зосередженої сили, застосовують формули О.К. Фреліха:

$$\sigma_z = \frac{v_k P}{2\pi z^2} \cos v_k \alpha, \quad (9.29)$$

$$\sigma_x = \frac{v_k P}{2\pi z^2} \cos v_k^{-2} \alpha \sin^2 \alpha, \quad (9.30)$$

$$\tau_{x_2} = \frac{v_k P}{2\pi z^2} \cos v_k^{-1} \alpha \sin \alpha. \quad (9.31)$$

Для навантаження, що рівномірно розподілене на круглому майданчику, вертикальні нормальні напруження по осі, що проходить через центр майданчика, визначаються залежністю

$$\sigma_z = p(1 - \cos v^k \beta), \quad (9.32)$$

де  $p$  – питомий тиск по підшві штампу;  $\beta$  – кут, що утворюється вертикальною віссю і прямою, котрі сполучають дану



точку з будь-якою точкою на колі. Формули (9.29)...(9.32) відрізняються від аналогічних формул теорії пружності показником ступеня  $\cos\alpha$  і постійними, які замінені коефіцієнтом концентрації напружень  $\nu_k$ , що характеризує розсіювання напружень за глибиною і їх зосередження поблизу лінії дії сили. Чим більший коефіцієнт концентрації напружень, тим більші напруження по лінії дії сили і тим швидше відбувається їх затухання (рис.9.16).

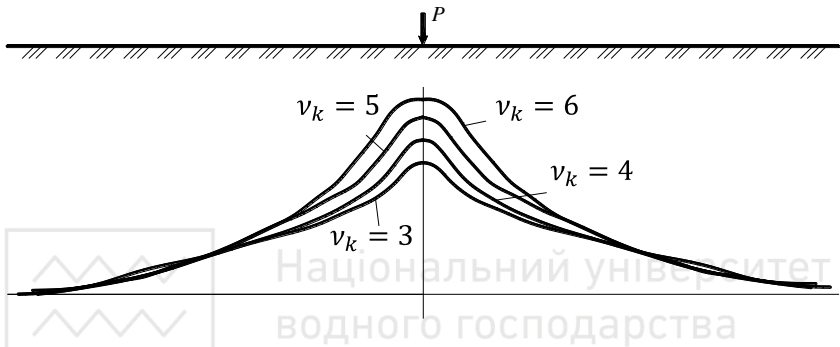


Рис. 9.16. Розподіл вертикальних нормальних напружень на постійній глибині, при різних значеннях коефіцієнта концентрації  $\nu_k$

Формули з  $\nu_k = 6$  іноді застосовують для визначення напружень в зоні пластичних деформацій в малозв'язних ґрунтах в безпосередній близькості від завантаженого майданчика при малих площах передачі навантаження (орієнтовно до 1 м). Зону в ґрунті, у якій виникли пластичні деформації, можна умовно розглядати як шар ґрунту, відмінний за механічними властивостями, що розташований глибше.

**Анізотропні ґрунти.** В ґрунтових нашаруваннях, модулі деформації яких в горизонтальному і вертикальному напрямках різні і можуть бути позначені відповідно  $E_1$  і  $E_2$ , для визначення напружень при дії лінійного навантаження можна користуватися формулами К. Вольфа:



$$\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi R^2 R_1^2} k; \quad (9.33)$$

$$\sigma_x = \frac{2qzx^2}{\pi R^2 R_1^2} k; \quad (9.34)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2qxz^2}{\pi R^2 R_1^2} k, \quad (9.35)$$

де  $q$  – навантаження на одиницю довжини завантаженої лінії;  
 $R_1$  – відстань від завантаженої лінії до точки, що розглядається:

$$R_1 = \sqrt{k^2 y^2 + z^2}; \quad k = \frac{E_2}{E_1}.$$

Коефіцієнт Пуассона прийнятий однаковий в обох напрямках. При  $k=1$  ці рівняння переходять у відповідні рівняння для однорідного ґрунтового масиву.

**Ґрунти, що підстилаються жорстким шаром.** Близьке розташування жорсткого шару до поверхні ґрунту, спричиняє збільшення напружень по осі дії навантаження, тобто відбувається концентрація напружень. При цьому, відношення напружень в шаруватій системі до напружень в однорідному масиві змінюється з глибиною.

В табл. 9.5 наведені розрахунки контактних тисків на поверхні підстилаючого ґрунту жорсткого шару  $\sigma$ , що виражені в долях від тиску  $p$ , рівномірно розподіленого по підшві гнучких штампів різної форми. Ширина штампів у всіх випадках рівна  $2b$ . Для порівняння проводяться напруження на рівній глибині в однорідному ґрунті від нескінченної смуги шириною  $2b$ .

Характерно, що напруження в ґрунті при малих глибинах залягання жорсткого шару перевищують тиск по підшві штампу. Для наближеної побудови кривої затухання напружень в шарі, що стискається, при використанні таблиць і формул для тиску на поверхні контакту може бути застосований прийом, що показаний на рис. 9.17. На схемі нашарувань відкладають відомі величини тиску на поверхні ґрунту і нестискаючого шару. На креслення наносять допоміжну криву розподілу напружень під таким же завантаженим майданчиком в однорідному ґрунті і знаходять на ній точку, в якій напруження рівні напруженням на поверхні жорсткого шару. Потім, розбиваючи глибини від поверхні на рівну кількість відрізків, зносять точки кривої, що відповідають рівним відносним



водного господарства та природокористування  
глибинам, на перетин геологічного розрізу. Одержані точки з'єднують плавною кривою.

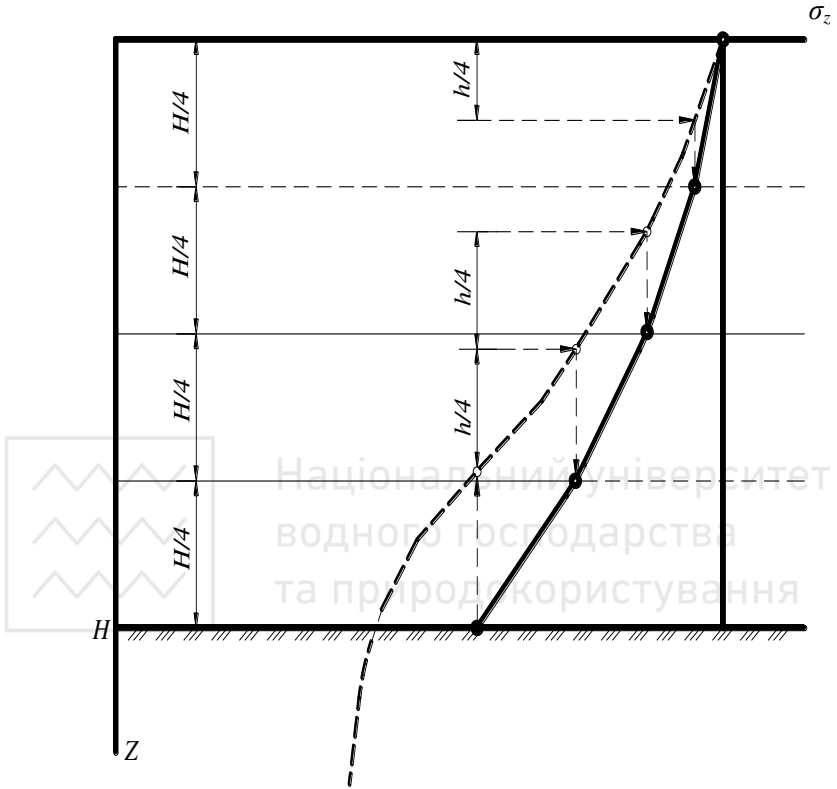


Рис. 9.17. Наближений спосіб побудови кривої розподілу напружень в межах стискаючого шару





Контактний тиск на поверхні жорсткого шару

Відносна глибина залягання жорсткого шару $z/b$	Значення тиску $\sigma/r$ при штампах різної форми					Напруження в однорідному ґрунті
	Коло при $R=b$	Прямокутник із співвідношенням сторін $L/b$				
		1	2	3	4 і більше	
0,5	1,06	1,05	1,03	1,03	1,03	0,96
1,0	0,97	1,03	1,04	1,03	1,03	0,82
1,5	0,68	0,76	0,91	0,91	0,90	0,65
2,0	0,47	0,54	0,71	0,77	0,76	0,55
3,0	0,25	0,30	0,47	0,55	0,56	0,41
5,0	0,10	0,13	0,22	0,29	0,36	0,26
10,0	0,03	0,03	0,06	0,10	0,18	0,13

**Багатошарові системи.** Розподіл напружень в багатошарових системах має досить велике значення для розрахунку товщини дорожнього одягу, що складається з декількох шарів, модулі деформації яких значно відрізняються.

У зв'язку зі складністю цієї задачі є лише рішення для деяких випадків багатошарових систем. Трудність рішення задачі зростає із збільшенням числа шарів, і більшість знайдених рішень відноситься до двошарових систем. В практиці при проектуванні дорожнього одягу і земляного полотна використовують одержане Б.І.Коганом рішення для напружень і переміщень двошарового пружного напівпростору під дією вертикального навантаження, що рівномірно розподілене на площі кола. Їм складені таблиці величин зсувів поверхні напівпростору і напружень в нижньому шарі для різних співвідношень модулів деформації ( $E_1/E_2$ ) і товщини покриттів та діаметра майданчика, через який передається навантаження  $h/D$  при коефіцієнтах Пуассона 0,25 і 0,35.



В табл. 9.6 наведені розрахунки стискаючих напружень в нижньому більш деформованому шарі двохшарової основи, при навантаженні, що рівномірно розподілене по колу діаметром  $D$  (рис 9.18).

Цифри, що наведені в чисельнику відносяться до товщини верхнього шару  $h = 0,25D$ , в знаменнику до  $h = 0,5D$ .

При розрахунках коефіцієнт Пуассона був прийнятий рівним 0,25.

У зв'язку зі складністю задачі про розподіл напружень в шаруватих системах на сьогоднішній день велике практичне значення має розроблений метод еквівалентного шару, який дає можливість при визначенні напружень привести будь-яку багатошарову систему до одношарової.

Метод виходить з положення, що тиск, котрий передається від сили на підстилаючий ґрунт через дві плити або балки різної товщини і з різних матеріалів, буде однаковий в тому випадку, якщо рівні їх жорсткості, тобто

$$E_1 I_1 = E_2 I_2. \quad (9.36)$$

Підставивши значення моментів інерції  $I$ , одержимо:

$$h_1 = h_2^3 \sqrt{E_2/E_1}. \quad (9.37)$$

Таблиця 9.6

Стискаючі напруження по осі дії навантаження в долях тиску на поверхню покриття

Глибина від поверхні нижнього шару в долях $h/D$	Значення $E_1/E_2$			
	5	10	20	30
0	0,79/0,42	0,66/0,32	0,54/0,23	0,46/0,17
0,25	0,53/0,20	0,46/0,16	0,38/0,13	0,33/0,11
0,50	0,36/0,12	0,31/0,10	0,27/0,08	0,24/0,07
0,75	0,25/0,07	0,22/0,06	0,19/0,06	0,18/0,05
1,25	0,13/0,04	0,12/0,03	0,11/0,03	0,10/0,03
2,25	0,05/0,01	0,05/0,01	0,05/0,01	0,05/0,01



Отже, тиск на ґрунт, а значить, і виникаючий в ньому напружений стан є однаковими, якщо між товщиною плит існуватиме відношення, що зворотнє відношенню кубічних коренів з їх модулів пружності. Відповідно, якщо тиск на ґрунтовий масив передається через шар завтовшки  $h$ , що складається з більш жорсткого матеріалу, то цей шар можна замінити шаром матеріалу самого масиву товщиною підібравши його товщину з таким розрахунком, щоб напруження в масиві не змінилися.

$$h_{\text{екв.гр}} = h_1^3 \sqrt[3]{E_M/E_{гр}} \quad (9.38)$$

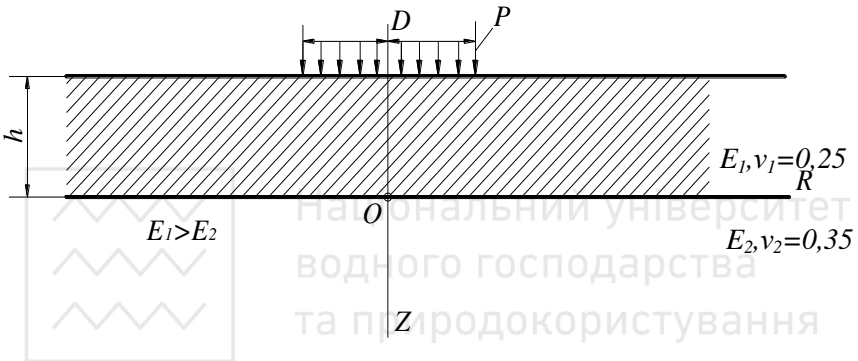


Рис. 9.18. Розрахункова схема до визначення напружень в двошарових системах від навантаження, що передається через площу кола

Таким чином, при передачі тиску на ґрунт через укладений поверх нього шар з більш жорсткого матеріалу для визначення тиску в ґрунті цей шар може бути замінений фіктивним еквівалентним шаром ґрунту такої товщини, щоб напруження на рівні поверхні ґрунтової основи залишалися однаковими (рис. 9.19).

Для дорожнього одягу, що працює у стадії повільного накопичення пластичних деформацій рекомендується на підставі експериментальних даних використовувати рівняння еквівалентного шару і характеризувати властивості конструктивних шарів модулем деформації, а не модулем пружності:

$$h_{\text{екв}} = H^{2.5} \sqrt[3]{E_{од}/E_{гр}}, \quad (9.39)$$



водного господарства та природокористування  
де  $H$  – товщина дорожнього одягу;  $E_{od}$  і  $E_{gp}$  – модулі деформації дорожнього одягу і підстиляючого його ґрунту.

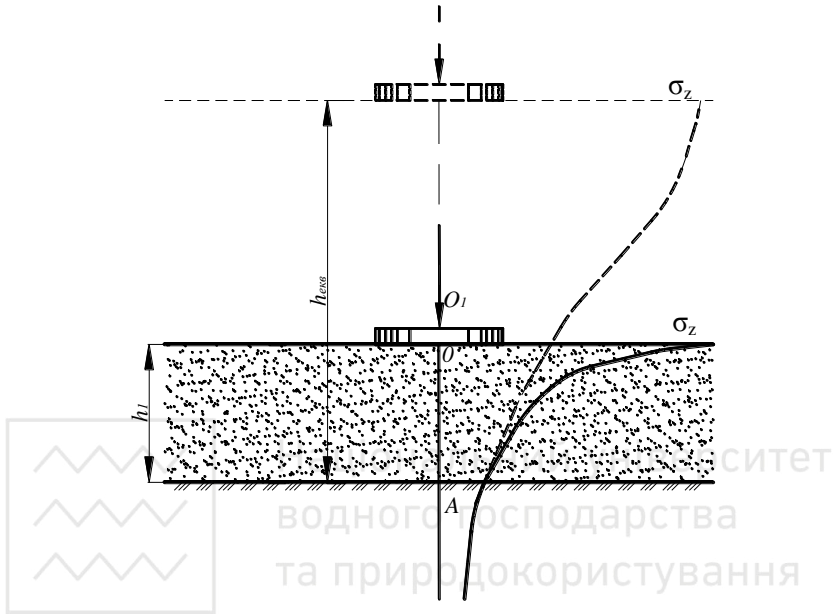


Рис.9.19. Заміна двошарової системи однорідним масивом

Для визначення напружень в ґрунті, що підстиляє верхній більш жорсткий шар, можна користуватися формулами для однорідного ґрунту, підставляючи в них замість істинної глибини залягання даної точки еквівалентну глибину, що визначається з рівняння (9.39)

$$\sigma_z = \frac{p}{1+(H_{екв}/D)^2}, \quad (9.40)$$

де  $p$  – питомий тиск колеса на поверхню дороги;  $H_{екв}$  – розрахункова глибина точки, в якій визначають напруження при заміні товщини покриття еквівалентним шаром ґрунту;  $D$  – діаметр круглого штапу, рівновеликого за площею відбитку сліду колеса автомобіля.

Приведені розрахунки за формулою (9.40) показали, що вони відрізняються від розрахунків за методом І. Когана не більше ніж



водного господарства та природокористування  
на 5%. На рис. 9.20 показані напруження в ґрунтових основах різних типів дорожніх одягів.

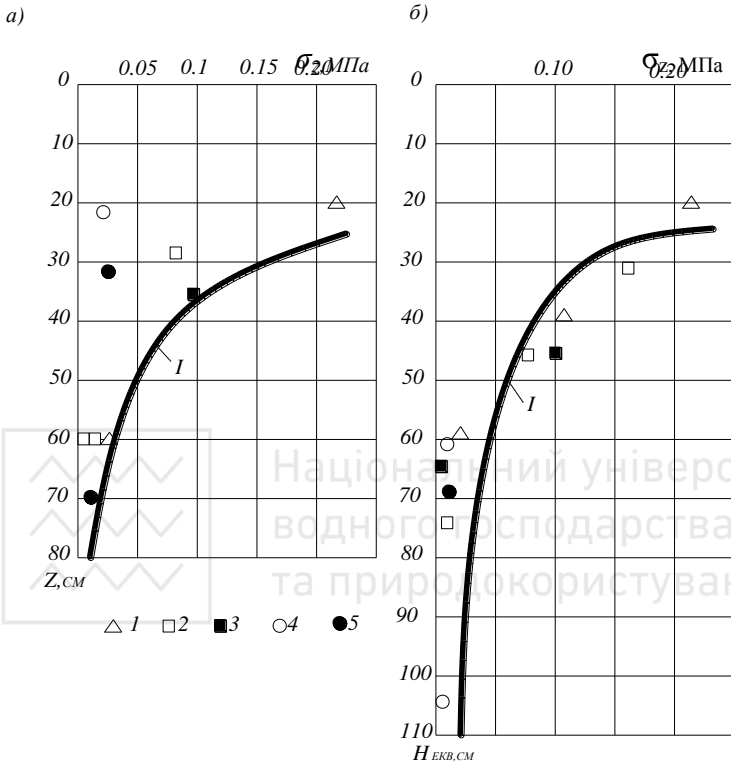


Рис. 9.20. Розподіл напружень в ґрунтових основах дорожнього одягу: *a* – фактично виміряне; *б* – при заміні дорожнього одягу еквівалентним шаром ґрунту; 1 – ґрунтова дорога; 2– бруківка; 3– щебенеve покриття; 4 – асфальтобетонне покриття; 5– асфальтобетонне покриття на щебеневій основі; I – теоретичний розподіл напружень ( за даними дослідів В.Ф.Бабкова)

#### 9.4 Розподіл тиску на ґрунт по підшві навантажених майданчиків

Реактивний опір ґрунту, що виникає від тиску фундаментів, розподіляється нерівномірно за площею контакту і залежить від навантаження, що передається, і жорсткості штампів. Розподіл



реактивного тиску міняється в різних фазах деформації ґрунтової основи при зростанні навантаження від споруди, оскільки на ньому відображаються процеси пластичної деформації, що виникають поблизу від підшви штампу.

В першій фазі деформацій осідання пропорційні прикладеному навантаженню. В цьому випадку завантажений майданчик є гнучким і деформується разом з поверхнею ґрунту, тиск передається на ґрунт відповідно до розподілу навантаження по підшві штампу і максимальне осідання відповідає центру площі навантаження.

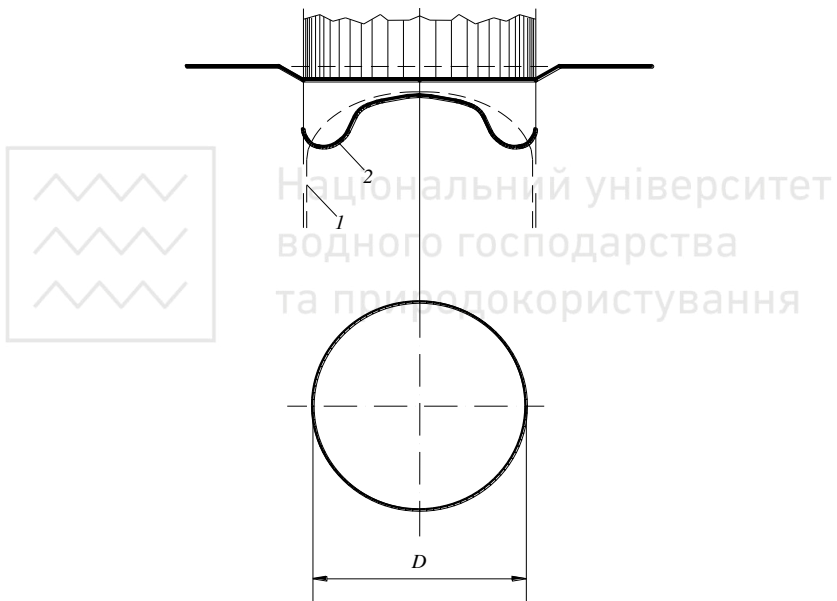


Рис. 9.21. Сідловидна епюра, розподілу напружень по підшві круглого жорсткого штампу при роботі ґрунту в пружній стадії: 1 – теоретичний і 2 – фактичний розподіл напружень

До таких випадків відноситься, наприклад, передача тиску на підстилаючий ґрунт від насипів, гребель, коліс автомобілів і дорожніх машин на пневматичних шинах низького тиску.



По іншому протікає деформація при передачі тиску на ґрунт через майданчики, які можна вважати такими, що практично не деформуються. В цьому випадку всі точки жорсткого фундаменту або вдавлюваного штампу занурюються в ґрунт на однакову глибину, що викликає перерозподіл тиску на ґрунт по підшві штампу. Напруження в середній частині зменшуються, а по краях зростають.

Теоретичний розподіл напружень по підшві круглого жорсткого штампу визначається залежністю:

$$p_r = \frac{p}{2 \cdot 1 - (r/R)^2}, \quad (9.41)$$

де  $p$  – середня величина тиску по підшві штампу;  $r$  – відстань від центру до точки, що розглядається;  $R$  – радіус круглого жорсткого штампу.

Згідно рівнянню (9.41) по краях майданчика напруження повинні мати нескінченно велику величину. Але оскільки ґрунт таких напружень сприйняти не може, поблизу краю штампу виникають пластичні деформації, внаслідок яких відбувається перерозподіл напружень (рис. 9.21), що призводить до зменшення напружень по периметру штампу і до деякого їх зростання в решті частини майданчика. З цієї причини при малорозвинених зонах пластичної текучості у всіх ґрунтах епюра розподілу реактивного тиску під штампом має сідловидний контур.

В II фазі деформацій, коли в ґрунті розвиток зон пластичної течії починає протікати все більш інтенсивно, горби сідловидної епюри зростають і зміщуються до осі штампу. До моменту переходу деформацій в III стадію епюра реактивного опору ґрунту набуває дзвіновидний контур, відповідний тому, що сформувався під штампом до моменту настання граничної рівноваги в ущільненому пружному ядрі.

Тиск, при якому епюри реактивного опору зберігає сідловидний контур, в пісках дуже малий. В щільних глинистих ґрунтах, що володіють великим опором зсуву, сідловидний контур епюри зберігається і при відносно великих питомих тисках, що було неодноразово зафіксоване приладами, які були вмонтовані в підшви фундаментів.



3 практичною метою при побудові епюр розподілу тиску по підшві жорсткого штампу може бути використаний запропонований проф. В. А. Флоріним наближений метод, який

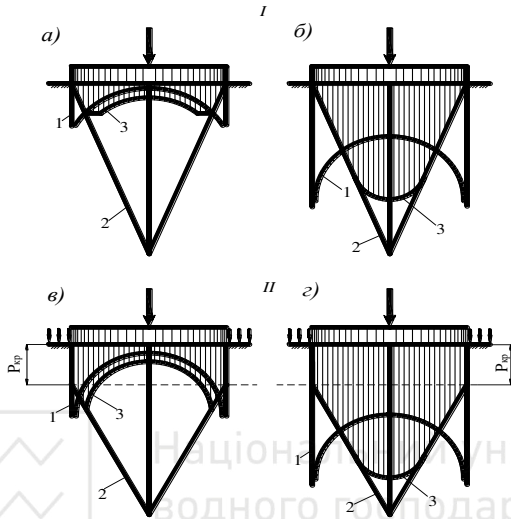


Рис. 9.22. Наближений метод побудови епюри розподілу тиску по підшві штампу по В. А. Флоріну:

I – незв'язні ґрунти; II – зв'язні ґрунти за наявності бічного привантаження; 1 – теоретичні розподіл напружень під абсолютно жорстким штампом; 2 – розподіл напружень у вигляді конуса; 3 – фактичний розподіл напружень;  $p_{кр}$  – граничний тиск, при якому в ґрунті не виникає пластичних деформацій

виходить з допущення, що реальні епюри розподілу напружень по підшві штампу є проміжними між двома теоретично можливими крайніми положеннями: епюрою з максимумом по краях і мінімумом в середині, відповідно висновкам теорії пружності, і епюрою з максимумом в середині, що відповідає випиранню ґрунту з-під країв майданчика і значним деформаціям споруди. Ця епюра, має витягнутий по осі дзвінковидний контур, може бути приблизно замінена конусною, форма якої визначається тим, що по краям штампу найбільше значення реактивного опору ґрунту не може перевищувати тиск  $p_{кр}$ , який відповідає умові виникнення зсувів (див. розділ 10.2). По осі майданчика тиск повинен бути таким, щоб





загальний об'єм епюри врівноважував діюче навантаження на штамп (за законами статyki).

В місцях, де сідлоподібна епюра, згідно рішенням теорії пружності, виходить за межі конусної епюри, виникають пластичні деформації і відбувається перерозподіл напружень таким чином, що максимум напружень зміщується від країв в межі конусної епюри (рис. 9.22, а, в). При великому тиску на підошву споруди при розміщенні зрізаючих частин сідлоподібної епюри в межах конусної виходить опукла дзвінковидна епюра (рис. 9.22,б, з).

Розподіл реактивного опору ґрунту по підошві штампу впливає на напружений стан верхніх шарів ґрунту і повинно враховуватися при проектуванні фундаментів. Проте в точках, що розташовані на глибинах більших 1...1,5 діаметру або ширини майданчика, що передає тиск, практично не відчувається різниця від того, чи є майданчик жорсткий, чи гнучкий. Це впливає, наприклад, з порівняння наведених на рис. 9.23 ізоліній рівних вертикальних напружень  $\sigma_z$  для навантаження, що прикладено до нескінченної жорсткої смуги, з аналогічними кривими для випадку гнучкої смуги.

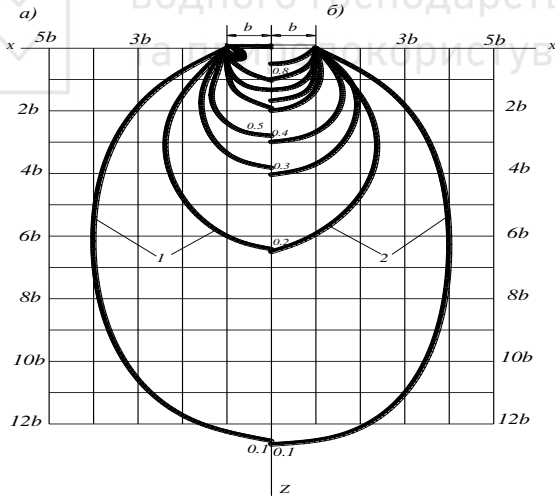


Рис. 9.23. Криві рівних вертикальних нормальних напружень від навантаження, що прикладено до жорсткої (1) і гнучкої (2) нескінченним смугам



## 9.5 Вплив внутрішніх сил в ґрунті на напружений стан ґрунтового масиву

Напружений стан ґрунту залежить не тільки від напружень, що виникають від зовнішнього навантаження, але і від внутрішніх сил, що діють в самому ґрунті. Разом із зусиллями, що виникають від зовнішнього навантаження, ці сили створюють в ґрунті сумарне поле напружень.

До числа внутрішніх сил, що впливають на напружений стан ґрунту, відносяться: вертикальний тиск від власної ваги ґрунту і сили бічного тиску; капілярний тиск в ґрунті нижчий за рівень капілярних менісків; гідродинамічний тиск води (див. розділ 4.5), котрий направлений у бік течії; внутрішні сили зв'язності ґрунту, що еквівалентні зчепленню (див. розділ 7.1).

Тиск від власної ваги ґрунту приймають зазвичай зростаючим пропорційно глибині даного шару, нехтуючи при цьому деяким збільшенням щільності у міру заглиблення через ущільнення ґрунту вищерозміщеними шарами.

В неоднорідних ґрунтових масивах вертикальні нормальні напруження від власної ваги ґрунту на глибині  $z$  (рис. 9.24)

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \rho_i g H_i, \quad (9.42)$$

де  $n$  – число шарів ґрунту в основі;  $\rho_i$  – щільність ґрунту в  $i$ -му шарі;  $H_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту;  $g$  – прискорення вільного падіння.

У водопроникних шарах, розташованих нижче за рівень ґрунтових вод, а також в зоні повного капілярного водонасичення ґрунту, питома вага ґрунту зменшується в результаті дії зважуючої сили води до величини

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 10}{1 + e}, \quad (9.43)$$

де  $\gamma_s$  — питома вага частинок ґрунту (див. розділ 3.2).

При закладанні підшови фундаменту на деякій глибині від поверхні напруження в ґрунті, що виникли від ваги вийнятого ґрунту, не враховуються. Частина ваги споруди як би компенсує знятий тиск, і тому додаткові напруження в нижче розміщених шарах ґрунту виникають тільки від частини зовнішнього навантаження



$$p_1 = p - \gamma h, \quad (9.44)$$

де  $\gamma$  – питома вага ґрунту;  $h$  – глибина закладання фундаменту.  
При оцінці напруженого стану ґрунтових основ споруд, що проектуються, необхідно враховувати також поле напружень, що створюється поряд розташованими спорудами.

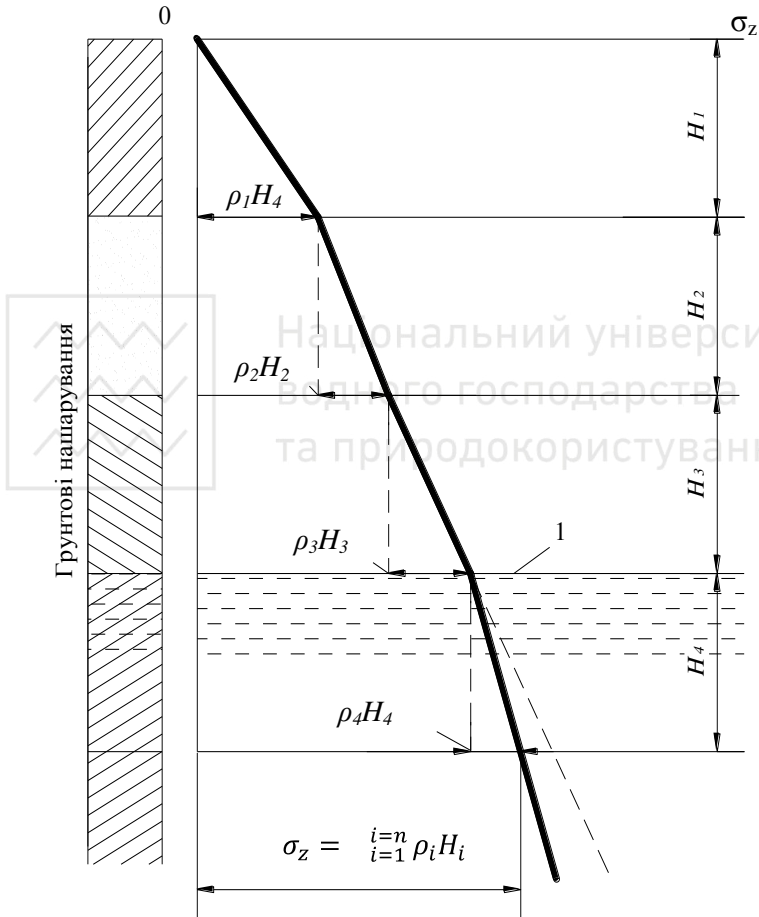


Рис. 9.24. Зміна тиску від власної ваги ґрунту за глибиною; 1 — горизонт ґрунтових вод



В шарах ґрунту, що знаходяться нижче за рівень капілярних менісків, на ґрунтовий скелет передається капілярний тиск, що діє як додаткове вертикальне навантаження, яке визначається висотою стовпа капілярної води над рівнем горизонту ґрунтових вод ( $p = h\gamma_w$ , де  $\gamma_w$  – питома вага води). Капілярний тиск розподіляється гідростатично – на всіх напрямках однаково.

При зміні рівня ґрунтових вод напружений стан ґрунту змінюється.

Якщо подошва фундаменту розташована нижче за горизонт капілярних менісків (рис. 9.25), то на основу фундаменту діє капілярний тиск, що рівний  $h\gamma_w$ . При пониженні рівня ґрунтових вод відстань між фундаментом і рівнем ґрунтових вод збільшується, і тиск на ґрунтовий скелет в найсприятливішому випадку може зрости до  $h_{кан}\gamma_w$  і викликати додаткове осідання споруди. Цим пояснюється, зокрема, осідання поверхні осушуваних боліт. Збільшення капілярного тиску на ґрунт при пониженні рівня ґрунтових вод шляхом відкачуванням води з бурових свердловин використовують для ущільнення ґрунтів в умовах природного залягання. При цьому виникає також і збільшення тиску від власної ваги у зв'язку з припиненням дії води, що зважає.

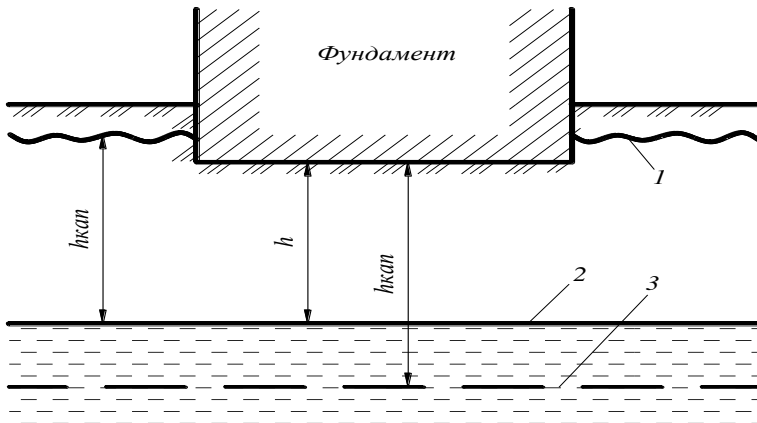


Рис. 9.25. Зміна капілярного тиску на основу фундаменту при пониженні рівня ґрунтових вод: 1 – рівень капілярного підняття; 2 – початковий рівень ґрунтових вод; 3 – рівень ґрунтових вод, що опустився



Таким чином, сумарні стискаючі напруження, що діють в ґрунті:

$$\sigma_z = \sigma_z + \sum_{i=1}^n \rho_i g H_i + p_e + p_{кон}, \quad (9.45)$$

де  $p_e$  – тиск, що еквівалентний внутрішнім силам зв'язності.

Внутрішній напружений стан ґрунту, створюваний силами зв'язності, слід враховувати при оцінці стійкості проти виникнення зсувів в окремих точках (див. розділ 7.4). При визначенні осідань споруд внутрішній напружений стан ґрунту спеціально не враховують, оскільки його вплив вже враховується в параметрах опору ґрунтів навантаженню, що одержані дослідним шляхом (модуль деформації, параметри компресійних кривих, характеристики опору зсуву).

#### ***Питання для самоконтролю***

1. Чим обґрунтовано застосування теорії пружності при визначенні напружень у ґрунтах?
2. Як визначаються додаткові напруження в ґрунті від дії зосередженої сили?
3. Як визначаються і розподіляються напруження в ґрунті від дії нескінченного лінійного навантаження (задача Фламана)?
4. Як визначаються напруження в ґрунті основи ґрунтового насипи?
5. Що таке головні напруження в ґрунті і як вони визначаються?
6. Як розподіляються напруження в ґрунтах з модулем деформації що змінюється за глибиною?
7. Чим характерні напруження в ґрунтах, що підстилаються жорстким шаром?
8. Як визначаються напруження в анізотропних ґрунтах?
9. Які характерні епюри розподілу тиску по підшві штампу?
10. Запишіть і проаналізуйте теоретичну залежність розподілу напружень по підшві круглого жорсткого штампу.
11. Як визначають вертикальні нормальні напруження від власної ваги ґрунту?

**10.1. Поняття про допустимі навантаження на ґрунт**

Деформації ґрунту при прикладені до нього навантаження не є ознакою руйнування ґрунтового масиву, якщо тільки вони не пов'язані з зсувами укосів або сповзанням схилів. Проте в спорудах, в результаті осідань, особливо нерівномірних, можуть виникати небезпечні деформації. Тому тиск на ґрунт обмежують такими величинами, щоб виникаючі осідання були допустимі для споруди.

Оскільки при одному і тому ж питомому тиску на ґрунт, споруди різних розмірів в плані зазнають різні осідання, то навантаження на один і той же ґрунт, що допускається, залежить від розмірів споруд і контура їх в плані і для відповідальних споруд повинно встановлюватися індивідуально з урахуванням конструкції споруд і їх призначення. Тиск, що допускається, визначають стосовно характерних фаз процесу деформації ґрунту в основі.

Виходячи з призначення інженерних споруд і особливостей їх конструкції, для одного і того ж ґрунту можна говорити про декілька граничних значень навантажень, які можуть бути встановлені з наступних припущень про роботу споруди: 1) обмеження осідання певним значенням, допустимим за умов роботи споруди (прикладом є опори нерозрізних мостів, у яких перевищення допустимого осідання може викликати небезпечні напруження в самій конструкції); 2) обмеження пластичних деформацій ґрунту основи певною зоною поблизу від підшви опори споруди; 3) допущення розвитку пластичних деформацій, що охоплюють значні зони ґрунту, формування конуса вдавлювання і утворення призм випирання по краях споруди (схема граничної рівноваги).

В першому випадку виходять з певного заданого значення деформації споруди, що встановлюється вимогами її експлуатації (фундаменти під точні верстати) або умовами міцності споруди (дорожній одяг, нерозрізні будівельні конструкції). Тиск на ґрунт, що допускається, призначають, передбачаючи його роботу в межах фази ущільнення.



В другому випадку, якщо споруди не є особливо чутливими до осідань, тиск на ґрунт призначають стосовно кінця I і початку II фази деформації. Тиск, що допускається, відповідає такому навантаженню, при якому в окремих точках ґрунтового масиву виникають зсуви. Ступінь розвитку пластичних деформацій може бути допущена в менших межах, чим більш відповідальною є споруда. На стійкість проти виникнення пластичних деформацій зсуву або обмеження їх мінімальними значеннями розраховують опори мостів і фундаменти промислових і цивільних будівель.

В третьому випадку навантаження, що допускаються, приймають відповідними осіданням, що виникають у момент утворення в ґрунті суцільних поверхонь ковзання і випирання ґрунту з-під споруди. На такі випадки можна розраховувати земляне полотно на слабких основах, земляні дамби з розрахунку на те, що осідання відбудеться в процесі будівництва і після досипання ґрунту до проектного рівня споруда буде стійкою.

ДБН передбачають, що для всіх будівель і споруд, основи яких складаються з декількох ґрунтів, що знаходяться в стабілізованому стані, розрахунок основ виконують за умови запобігання деформацій споруд (осідань, прогинів), що створюють перешкоди для їх нормальної експлуатації. Розрахункову схему і методику розрахунку вибирають з урахуванням найсуттєвіших чинників, що визначають напружений стан і деформації основи і споруд, а також властивості їх матеріалів – нелінійність деформацій, анізотропію, можливість зміни фізико-механічних їх характеристик в процесі експлуатацій споруди і ін.

При дії значних горизонтальних навантажень від споруд, що розташовані на краю укосів або різкопадаючих шарах ґрунту та на основах, котрі складені водонасиченими глинистими і торф'яними ґрунтами, крім розрахунку на допустимі осідання слід проводити перевірку на стійкість за схемою граничної рівноваги (III фаза) з урахуванням поверхонь ковзання, що утворюються.

## 10.2. Визначення початкового критичного тиску на ґрунт

Розглянемо випадок дії навантаження, що прикладене до гнучкої нескінченної смуги, заглибленої в ґрунт на глибину  $H$ . Додатковий тиск на ґрунт від зовнішнього навантаження  $p - \gamma H$ .



В цьому випадку головні напруження від зовнішнього навантаження згідно рівнянням (9.18) і (9.19) рівні:

$$\sigma_1 = \frac{p-\gamma H}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta);$$

$$\sigma_3 = \frac{p-\gamma H}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta),$$

де  $2\beta$  – кут, що утворений прямими, які сполучують точку з краями навантаженої смуги.

Вводячи в цю залежність також напруження від власної ваги ґрунту  $\gamma z$ , внутрішнього тиску, що еквівалентний зв'язності  $P_e$  і підставляючи значення  $\sigma_1$  і  $\sigma_3$  у вираз умови граничної рівноваги, після перетворення одержимо

$$\frac{p-\gamma H(\sin 2\beta - 2\beta \sin \varphi)}{\pi \sin \varphi} = p_e + \gamma z + H \quad .$$

Рішення цього рівняння відносно  $z$  дає

$$z = \frac{p-\gamma H}{\pi \gamma} \frac{(\sin 2\beta - 2\beta \sin \varphi)}{\sin \varphi} - \frac{p_e + \gamma H}{\gamma} \quad (10.1)$$

Вираз (10.1) є рівнянням ліній, що розділяють зони пружної і пластичної деформацій, що називаються граничними лініями. Неважко переконатися, що граничні лінії відповідають розглянутим вище (див. розділ 8.1) лініям рівних значень кута найбільшого відхилення.

Максимальну глибину розповсюдження зони пластичних деформацій можна знайти з рівняння (10.1) і умови  $d_z/d\beta=0$ . Ця глибина рівна

$$z_{max} = \frac{p-\gamma H}{\pi \gamma} \operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} - \frac{p_e}{\gamma} - H. \quad (10.2)$$

Найбільший тиск на ґрунт, при якому в ґрунті повністю відсутні пластичні деформації зсуву, що допускається, може бути одержане за умови  $z_{max}=0$ :

$$p_{max} = \frac{p_e}{\gamma} + H \frac{\pi \gamma}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma H. \quad (10.3)$$

Допускаючи розповсюдження пластичних деформацій на деяку глибину  $z$ , можна для кожного значення тиску  $p$  визначити з виразу (10.1) кут  $\beta$ , що необхідний для побудови граничної лінії.





На рис. 10.1 наведені граничні лінії для навантаженої смуги шириною 1 м, розташованої на поверхні піщаного ґрунту ( $H = 0$  і  $p_e = 0$ ) і на глибині 2 м ( $H = 2$  і  $p_e = 0$ ).

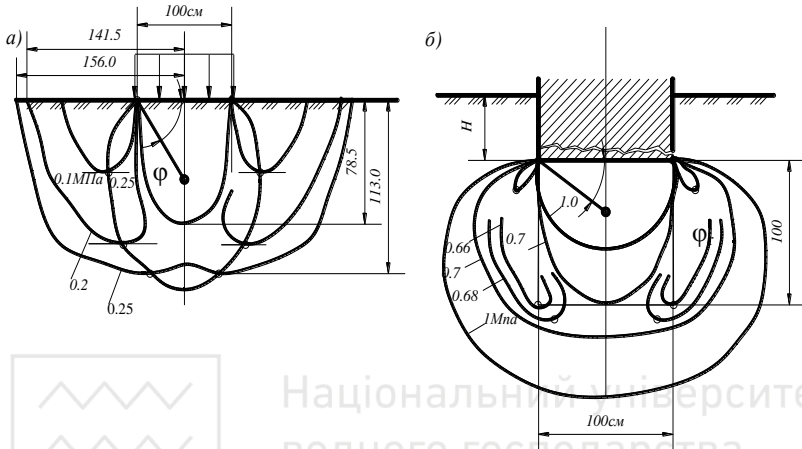


Рис. 10.1. Граничні лінії від навантаження, що рівномірно розподілене та у вигляді смуги: *a* – при дії навантаження до поверхні піщаного ґрунту ( $\rho=0,0015$  кг/см<sup>3</sup>,  $p_e=0$ ;  $\varphi = 45^\circ$ ); *б* – при закладанні фундаменту в той же ґрунт на 2,0 м і дії навантажень (числа показують значення навантажень в МПа)

Граничні лінії побудовані для різних значень навантажень  $p$ . З графіків видно, що якщо навантаження прикладено до поверхні ґрунту, то навіть при малому тиску  $p$  по краях завантаженої смуги виникають зони пластичних деформацій, що досягають поверхні ґрунту.

У міру збільшення навантаження ці зони зростають, та наближаються до осі симетрії і, нарешті, при деякому значенні зовнішнього навантаження зливаються. У цей момент під подошвою навантаженої смуги виникає замкнуте ядро, в межах якого зберігається пружний напружений стан. Величина цього ядра зменшується у міру подальшого зростання навантаження за рахунок розширення зон пластичних деформацій. Під навантаженою смугою, що заглиблена в ґрунт, граничні лінії є



замкнути, не виходять на поверхню ґрунту, а пластичні деформації починають виникати при більшому навантаженні, ніж у попередньому випадку. Місце виникнення зон пластичних деформацій залежить від розподілу навантаження на поверхню ґрунту (рис. 10.2).

При навантаженнях, що поступово збільшуються від країв завантаженої смуги (трапецеїдальна епюра тиску від дорожніх насипів), пластичні зони утворюються на деякій глибині під серединою смуги.

Вимога повної відсутності пластичних деформацій в ґрунті під площею навантаження є надмірною навіть для фундаментів найвідповідальніших споруд, оскільки виникнення пластичних деформацій в деякій обмеженій зоні під фундаментом не представляє небезпеки для нормальної роботи споруди.

Будівельні норми і правила визначають напруження (нормативний тиск) як середній тиск, що допускаються, по підшві фундаменту, при якому глибина розповсюдження пластичних зон рівна  $1/4$  ширини фундаменту, оскільки, за даними дослідження, цей момент відповідає початку помітного відхилення від прямої лінії кривої осідання від тиску. В літературі висловлювалися й інші припущення про допустимі зони розповсюдження пластичних деформацій під спорудами. Так, наприклад, проф. М.М. Маслов запропонував виходити з випадку, коли пластичні зони торкаються вертикалей, що проходять через край смуги ( $z_{max} = B \operatorname{tg} \varphi$ , де  $B$  – ширина завантаженої смуги). При цьому споруда підтримується вертикальним стовпом ґрунту, переріз якого рівний площі його основи, що знаходиться в стійкому стані.

Розрахункові формули для цих випадків одержують з рівняння (10.1), приймаючи в ньому різні глибини розповсюдження зон пластичних деформацій. Проте оскільки виведення рівняння (10.1) виходить із закономірностей розподілу напружень, що відповідають передумовам теорії пружності, використання їх для випадків значного розвитку в ґрунті зон пластичних деформацій зв'язано з суттєвими помилками і одержувані формули не є точними. Порівняльні розрахунки показують, що закономірності теорії пружності практично дотримуються, якщо глибина розповсюдження зон пластичних деформацій не перевищує  $1/4$  ширини фундаменту.

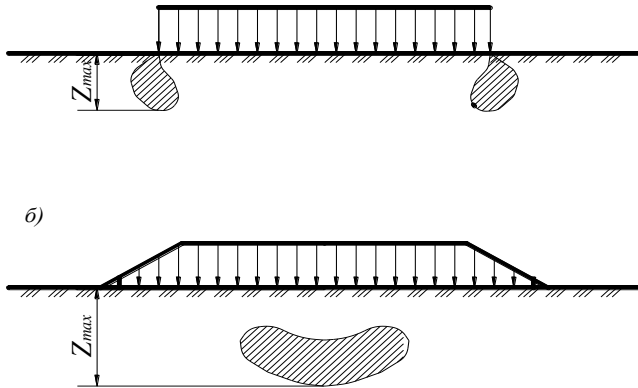


Рис. 10.2. Місця виникнення зон пластичних деформацій при різному розподілі навантажень на поверхні ґрунту: а – навантаження, що рівномірно розподілена по смузі; б – те ж, розподілена за трапецією

### 10.3. Визначення тиску, що відповідає граничній рівноваги ґрунту

При визначенні стійкості ґрунтового масиву з бічним випиранням ґрунту за схемою граничної рівноваги виходять зі схеми, показаної на рис. 10.3.

В процесі утворення в ґрунті зон пластичних деформацій безпосередньо під штампом (навантаженим майданчиком) формується ущільнене ядро  $ABC$ , що вклинюється в ґрунт разом з штампом і розсовує вали ґрунту  $BCE$  і  $ACE$  — призми випирання, що зміщуються як моноліти, не деформуючись по поверхні ковзання.

Видавлюванню штампаму в цій фазі деформації перешкоджають сили опору зсуву, що виникають по поверхні ядра і призми випирання. В межах ущільненого ядра під штампом і усередині призм випирання має місце пружний напружений стан, а в перехідній зоні  $BCG$  – пластичний стан ґрунту. При цьому допускається, що ґрунт нестискається.

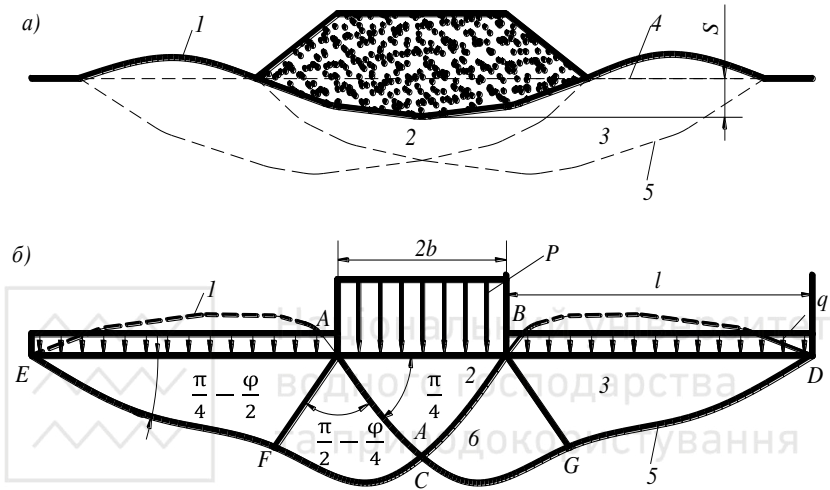


Рис. 10.3. Схема до розрахунку стійкості споруди з умови граничного рівноваги: *a* – деформація насипу на слабкій основі; *б* – пластична деформація при вдавлюванні штамп; 1 – вал випору; 2 – конус ущільнення; 3 – призма пасивного опору ґрунту; 4 – початкова поверхня; 5 – поверхня ковзання; 6 – зона пластичних деформацій ґрунту

Для ідеально пластичного тіла питання про опір вдавлюванню штампу для умов плоскої задачі вперше було досліджено Л. Прандтлем, який, нехтуючи впливом власної ваги матеріалу, що деформується, дав рішення граничної рівноваги сипучого середовища. Формула Л. Прандтля для визначення навантаження на ґрунт з умови бічного випирання (другий критичний тиск) в умовах плоскої задачі (з поправкою К. Терцагі, що враховує вплив власної ваги ґрунту) має наступний вигляд:

$$p = \gamma H + c \operatorname{ctg} \varphi \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp \pi \operatorname{tg} \varphi - c \operatorname{ctg} \varphi, \quad (10.4)$$



де  $p$  – граничний тиск на ґрунт;  $H$  – величина заглиблення навантаженої смуги;  $c$  – зчеплення;  $\varphi$  – кут внутрішнього тертя. Для навантажень, які передаються через штампи малих розмірів, середній тиск по підшві круглого штампу з радіусом основи  $r$ , що викликає стан граничної рівноваги при незначному заглибленні штампу ( $H/r < 0,5$ ), визначається за формулою В. Г. Березанцева.

$$p = \pi r^2 N_\gamma \cdot \gamma \cdot r + N_q \cdot q + N_c \cdot c, \quad (10.5)$$

де  $q$  – питомий тиск з боків штампу;  $N_\gamma, N_q, N_c$  – складні функції кута внутрішнього тертя, значення яких наведені в табл. 10.1.

Формула (10.5) може бути використана з достатньою точністю і при передачі навантаження через квадратний майданчик із стороною  $b$ . В цьому випадку замість  $r$  потрібно підставити  $b/2$ , замість  $\pi r^2$  –  $b^2$ .

Розглядаючи рішення теорії пластичності про стійкість ґрунтів за умови граничної рівноваги, слід мати на увазі, що передумови рішень, приблизно відповідають умовам деформації щільних пісків і слабких водонасичених ґрунтів, але не цілком достатньо описують фізичну картину протікання деформацій в зв'язних ґрунтах, оскільки не враховують особливостей їх ущільнення.

В пухких ґрунтах, з якими часто доводиться мати справу при будівництві доріг, розповсюдження деформації зсуву при вдавлюванні штампі, обмежується зоною поблизу штампі без утворення явно виражених поверхонь ковзання і призм випирання. Спочатку штамп просідає внаслідок ущільнення під ним ґрунту. При цьому під ним виникає конус з ущільненого ґрунту (підштамповий конус), після чого подальше осідання відбувається за рахунок розсовування ущільнюючого ґрунту в сторони без утворення призм випирання.

У зв'язку з таким характером протікання деформацій ґрунту не дотримується чітко передумова теорії пластичності про одночасне виникнення зсувів по всій поверхні ковзання.



Значення  $N_\gamma, N_q, N_c$

φ, град	Значення коефіцієнтів		
	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
16	4,1	4,5	12,8
20	7,3	8,5	20,9
24	14,0	14,1	29,9
28	25,3	24,8	45,0
32	48,8	45,5	71,5
36	97,2	87,6	120,0
40	216,0	185,0	219,0

Пластична деформація розвивається у міру зростання навантаження, поступово захоплюючи все більші ділянки поверхні ковзання, тому використання рішень теорії пластичності більш обґрунтовано до ущільнених ґрунтів, ніж до ґрунтів, що сильно стискається.

#### 10.4. Стійкість споруд на слабких основах

Споруди часто зводять на слабких основах, що складені мулистими і сильно зволженими глинистими ґрунтами. Умовно до категорії слабких відносять водонасичені глинисті ґрунти, які при тиску до 0,3 МПа мають модуль деформації 5 МПа і відносну вологість  $>0,8$ . Кут внутрішнього тертя цих ґрунтів досить малий і без суттєвих похибок може бути прийнятий рівним нулю, а опір зсуву – величині зчеплення. Ці допущення особливо справедливі при швидкому прикладанні навантаженнях, коли зовнішній тиск передається на воду, що заповнює пори ґрунту, тому іноді приймають, що стійкість споруд, зведених на слабких водонасичених основах, забезпечується при дотриманні умови  $\tau_{max} < C$ , де  $\tau_{max}$  – максимальне значення головних дотичних напружень в основі, що виникли від навантаження споруд.



При дотриманні цієї умови пластичні зсуви не виникають ні в одній точці основи споруди і забезпечується його нормальна робота в першій фазі деформації.

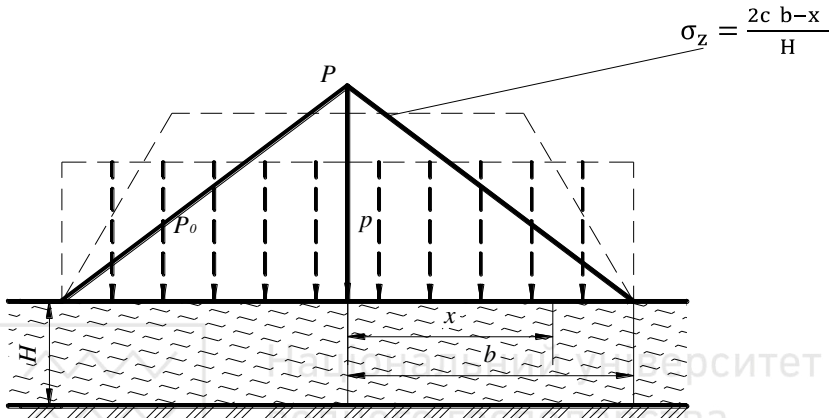


Рис. 10.4. Схема до розрахунку стійкості насипу на тонкому шарі слабого ґрунту

### **Питання для самоконтролю**

1. Дайте загальну характеристику про тиски, що допускаються на ґрунт?
2. Як визначається початковий критичний тиск на ґрунт?
3. Як визначається тиск, що відповідає граничній рівновазі ґрунту?
4. Як виконується оцінка стійкості споруд на слабких основах?

## **11. ОСОБЛИВІ ВИПАДКИ ОПОРУ ҐРУНТІВ НАВАНТАЖЕННЯМ**

### **11.1. Опір навантаженням мерзлих ґрунтів**

Замерзання ґрунтів характеризується звичайно різкою зміною їх фізико-механічних характеристик. Кристалізація води в порах ґрунту викликає цементацію ґрунтових частинок льодом,



властивості якого залежать від температури ґрунту. Найявність в мерзлих ґрунтах крижаних зв'язків між мінеральними частинками міняє їх опір навантаженням і закономірності протікання деформацій в часі. Властивості мерзлих ґрунтів визначаються міцністю льоду, що міститься в них, і співвідношенням між замерзлою і незамерзлою частинами ґрунтової води. Тому опір стисненню зразків ґрунтів і їх модулі деформації і пружності залежать від температури, що зростають при її пониженні (рис. 11.1).

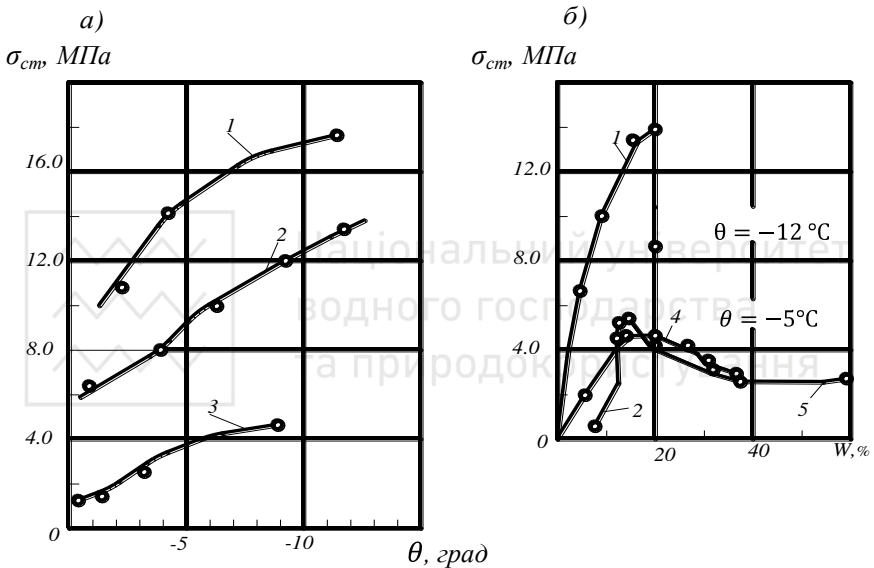


Рис. 11.1. Залежність опору мерзлих ґрунтів від температури (а) і вологості (б) по М. О. Цитовичу: 1 – пісок; 2 – глина; 3 – супісок; 4 – глина із вмістом фракції 0,005 мм 51%; 5 – пилувата глина із вмістом фракції 0,005 мм 63%

Вологість ґрунтів впливає на опір стисненню через кількість льоду, що міститься в точках контакту між частинками. Досліди показали, що збільшення вологості зразків, котрі ущільнені однаковим початковим тиском, спочатку призводить до зростання опору, оскільки лід сильніше цементує контакти між частинками, перешкоджаючи їх зсувам. При зростанні вологості понад деякого





критичного значення волога починає перешкоджати контактам між частинками і опір стисненню знижується до опору льоду.

Усереднені дані численних випробувань мерзлих ґрунтів (рис. 11.2) показують, що для температур від 0 до  $-5 \dots -8^\circ\text{C}$  можна вважати модуль пружності мерзлих ґрунтів (в МПа) лінійно зростаючим при охолодженні ґрунту:

$$E = (\alpha + \beta \theta) 10^3, \quad (11.1)$$

де  $\alpha$  – величина, що мало залежить від різновиду ґрунтів, зазвичай рівна  $0,4 \dots 0,5$ ;  $\beta$  – коефіцієнт, для мерзлого піску рівний  $2,1$ ; для пилуватих ґрунтів –  $1,4$  і для мерзлої глини –  $0,23$ ;  $\theta$  – абсолютне значення від’ємної температури.

$E = 10^3$ , МПа

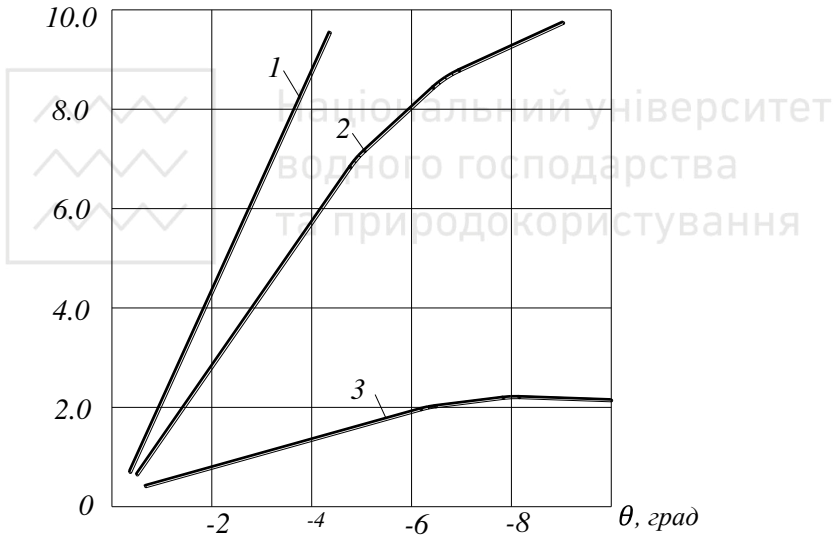


Рис. 11.2. Залежність модуля деформації мерзлого ґрунту від температури при тиску  $0,2$  МПа: 1 – пісок; 2 – пилуватий ґрунт; 3 – глина

Коефіцієнт Пуассона для мерзлих ґрунтів залежно від їх зернового складу, температури і вологості змінюється в широких межах – від  $0,13$  до  $0,45$ .

Опір мерзлих ґрунтів зсуву в інтервалах, тиску що зустрічаються в інженерній практиці, підкоряється тій же закономірності Кулона,



водного господарства та природокористування

що немерзлих. Проте переважна частина опору зсуву (від 60 до 95%) створюється зчепленням.

Для мерзлих ґрунтів суттєве значення має така механічна характеристика, як сила їх змерзання з бічною поверхнею фундаментів, паль і стовпів, занурених в ґрунт, від якої залежить дотичне зусилля, що передається на споруди при набуханні промерзаючого ґрунту. Міцність змерзання визначається в основному опором льоду на контактах між частинками ґрунту і поверхнею споруди і у меншій мірі тертям об неї ґрунтових частинок.

Опір зсуву в зоні контакту замерзлого ґрунту і споруди змінюється після прикладання навантаження з часом у міру деформування за графіком (рис.11.3), що подібний на графік збільшення опору зсуву для крупнозернистих ґрунтів.

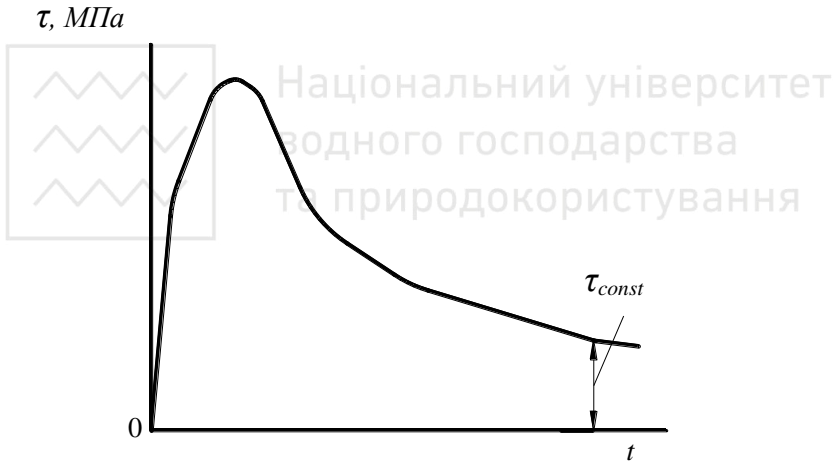


Рис. 11.3. Зміна в часі опору зсуву ґрунту по поверхні стійки, що вморожена в ґрунт

Спочатку, при дуже малих зсувах, опір швидко зростає, досягаючи максимального значення. Потім розпочинається прогресуючий процес пластичної текучості льоду і порушення зв'язків в зоні зсуву. При цьому питомий опір знижується, поступово наближаючись до деякої постійної величини  $\tau_{const}$ , яку приймають за розрахункову при перевірках стійкості фундаментів на випирання ґрунту. Характер контактів між мерзлим ґрунтом і



спорудою визначається крупністю частинок і вологістю ґрунту. При малій вологості і крупнозернистих ґрунтах лід утворюється, тільки в зоні контакту частинок з поверхнею. При глинистих ґрунтах і високій вологості може утворитися тонкий крижаний прошарок, що розділяє ґрунт і поверхню споруди.

У зв'язку з цим ординати графіка залежності стійкого змерзання  $\tau_{const}$  мерзлих ґрунтів від вологості спочатку зростають, а потім залишаються практично постійними (рис.11.4). Міцність змерзання збільшується при пониженні температури.

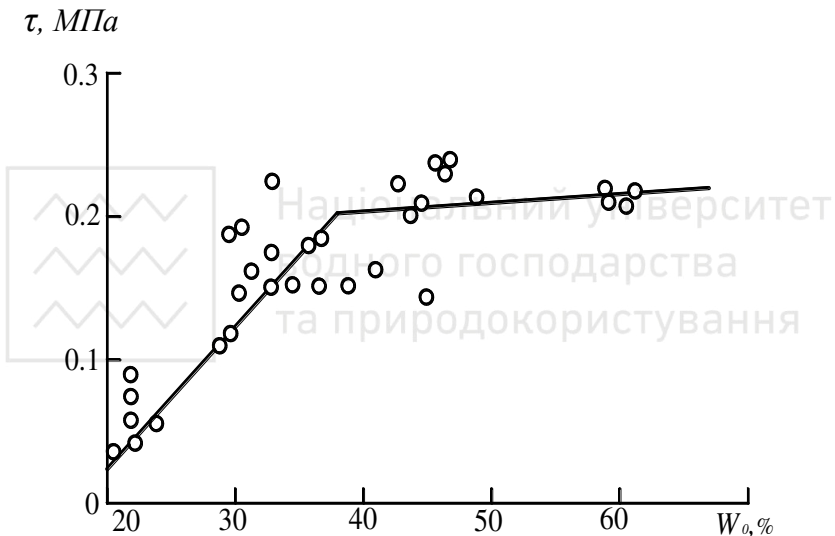


Рис. 11.4. Залежність стійкого опору змерзання суглинку від вологості мерзлого ґрунту (по Ю.Д. Дубкову)

Результати дослідів проф. Б.І. Далматова дозволяють прийняти в цьому випадку залежність

$$\tau_{const} = c + b \theta , \quad (11.2)$$



де  $\theta$  – абсолютне значення від’ємної температури;  $c$  і  $b$  – величини, що залежать від різновиду ґрунтів; для суглинків  $c=0,4\dots0,5$ ;  $b=0,12\dots0,15$ ; для супісків  $c=0,4\dots0,7$ ;  $b=0,16\dots0,22$ .

Особливість роботи мерзлих ґрунтів при дії навантажень всіх видів – вязкопластичний характер протікання їх деформацій. Деформації випробовуваних зразків мерзлих ґрунтів протікають досить сповільнено, тому при швидкому прикладанні навантажень опір мерзлих ґрунтів буває більшим, ніж при дуже плавному їх збільшенні малими ступенями. При розрахунках доводиться орієнтуватися на так звані гранично тривалі опори, що відповідають значенням напружень, при яких явища повзучості затухають. Залежність показників міцності мерзлого глинистого ґрунту ( $\theta \geq -10^\circ\text{C}$ ) від тривалості дії навантаження наочно ілюструється даними дослідів, що наведені на рис. 11.5.

При швидкому зрізі мерзлого ґрунту параметри зсуву були рівні:  $\varphi=14^\circ$ ,  $c=0,52\text{МПа}$ ; при повільному –  $\varphi=40^\circ$ ,  $c=0,09\text{МПа}$ . Перші значення слід використовувати при розрахунках на короткотривале прикладання навантаження на ґрунт, другі – при тривалій дії сили.

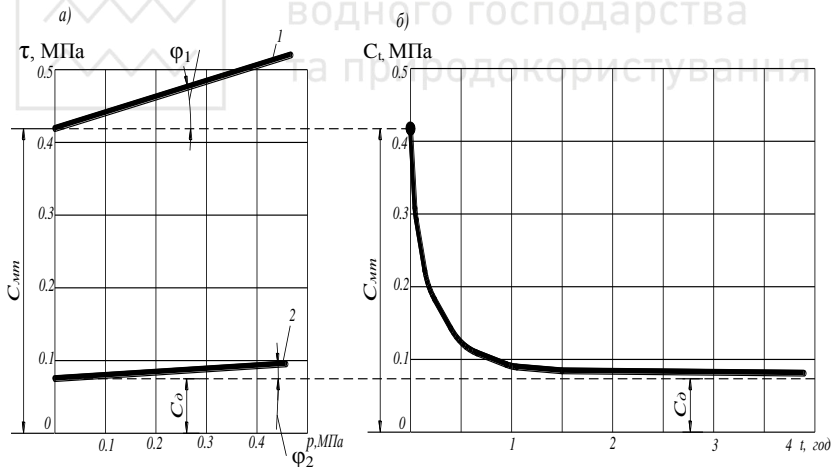


Рис. 11.5. Залежність параметрів опору зсуву мерзлого глинистого ґрунту ( $\omega=33\%$ ,  $T = -1^\circ\text{C}$ ) за дослідями М. О. Цитовіча: а – графік опору зсуву; б – залежність зчеплення ґрунту від тривалості дії навантаження; 1 – швидке прикладання навантаження; 2 – тривала дія навантаження



## 11.2. Стійкість ґрунтових укосів від зсувів

Круті укоси земляного полотна і природних схилів зсуваються під впливом власної ваги або інших факторів, приймаючи більш пологий контур. При перевірці їх стійкості розрізняють наступні задачі: 1) стійкість укосів в насипах і виїмках з однорідних ґрунтів; 2) стійкість укосів в шаруватих ґрунтах; 3) стійкість укосів і ґрунтових масивів проти зсуву по фіксованій жорсткій поверхні (підстилаюча скельна порода).

Спостереження показали, що в однорідних ґрунтах масив ґрунту, що зсувається, зміщується по криволінійній поверхні, яку без суттєвих похибок можна прийняти за круглоциліндричну. Оцінка стійкості ґрунтових масивів проти зсуву зводиться до визначення коефіцієнта стійкості, що характеризує відношення моментів сил, що утримують частину масиву, котра зсувається, до моментів зсовуючих сил або відношення рівнодіючих цих сил. Коефіцієнт стійкості приймається від призначення споруди 1,1...1,25.

Методи розрахунків стійкості укосів в однорідних ґрунтах можуть бути розділені на дві групи: теоретичні, що дозволяють одержати розрахунком контур укосів; до їх числа відноситься метод проф. В. В. Соколовського, заснований на закономірностях теорії пластичності, який дає можливість визначити контур укосу, що знаходиться в стані граничної рівноваги, і методи, що засновані на припущенні твердого сповзаючого тіла по криволінійним поверхням ковзання.

На основі узагальнення великого числа розрахунків багатьма авторами були запропоновані способи знаходження центрів кривих, за якими можна побудувати найбільш вірогідний зсув, а також розроблені допоміжні графіки для розрахунків стійкості укосів в однорідних ґрунтах.

При проектуванні автомобільних доріг для визначення зони розміщення центрів самих найнебезпечніших кривих ковзання користуються графічною побудовою (рис. 11.6). Передбачається, що лінія центрів небезпечних кривих розташована на прямій  $AB$ . Значення визначальних її положення кутів  $\alpha$  і  $\beta$  наведені в табл. 11.1.

Виконуючи розрахунки стійкості укосу, приймають, що при виїмках і насипах, що зведені на щільній основі, криві ковзання проходять через підшву укосу. При насипах, відсипаних на слабких водонасичених ґрунтах, криві ковзання захоплюють слабкий ґрунт.

Для визначення коефіцієнта стійкості сповзаючу частину масиву ділять вертикальними перерізами на ряд призм. Коефіцієнт стійкості виділеного масиву може бути знайдений з відношення моментів утримуючих  $G_i \cdot f \cos \eta_i + c l_i$  і зсовуючих  $G_i \sin \eta_i$ , сил (де  $G_i$  – вага призми;  $\eta_i$  – кут нахилу поверхні ковзання в межах даної призми;  $l_i$  – довжина поверхні ковзання в межах виділеної призми;  $f = tg \varphi$  – коефіцієнт внутрішнього тертя ґрунту):

$$K = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} = \frac{\sum_1^n G \, tg \varphi \, \cos \eta_i + c \cdot l_i \, R}{\sum_1^n R G_i \, \sin \eta_i} = \frac{\sum_1^n G_i y_i \, tg \varphi + R \cdot c \cdot L}{\sum_1^n G_i x_i}, \quad (11.3)$$

де  $L = \sum_{i=1}^n l_i$  – довжина поверхні ковзання.

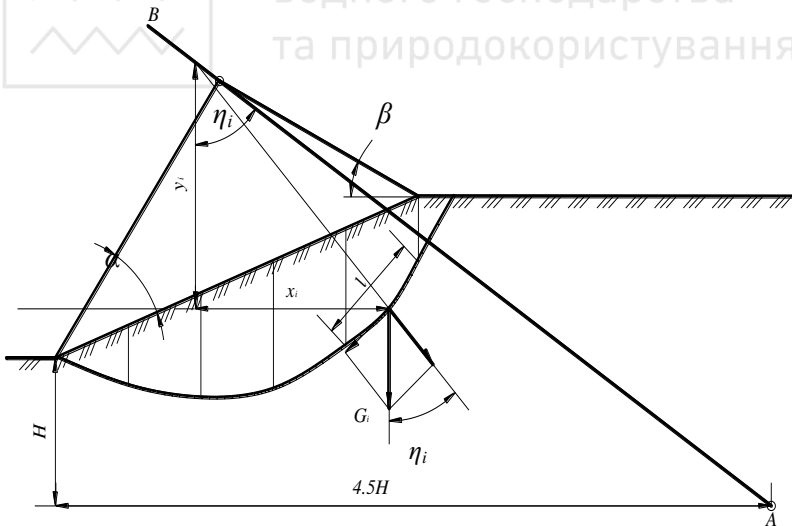


Рис. 11.6. Схема для визначення зони розміщення центрів самих небезпечних кривих ковзання і розділення частини укосу, що зсувається, на відсіки



Значення кутів  $\alpha$  і  $\beta$

Коефі- цієнт закла- дання укошу	Кут нахилу укошу	Кути, град °		Коефі- цієнт закла- дання укошу	Кут нахилу укошу	Кути, град °	
		$\alpha$	$\beta$			$\alpha$	$\beta$
1:0.6	60°	29	40	1:3	18°26'	25	35
1:1	45°	28	37	1:4	14°03'	25	36
1:1.5	33°40'	26	35	1:5	11° 19'	25	37
1:2	26°34'	25	35				

Під час перевірки стійкості укосів в шаруватих ґрунтах при порівняно малій різниці у властивостях ґрунтів і невеликій товщині шарів розрахунок ведуть звичайно за формулами, що і для однорідного ґрунту, але користуються середньоарифметичним значеннями величин зчеплення і кута внутрішнього тертя:

$$c_n = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots + c_m h_m}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_m},$$

$$tg\varphi_n = \frac{tg\varphi_1 h_1 + tg\varphi_2 h_2 + \dots + tg\varphi_m h_m}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_m}. \quad (11.4)$$

При перевірці стійкості природних схилів, складених з різних ґрунтів, найбільш зручно використовувати запропонований проф. М.М. Масловим метод «рівномічного укошу». В основі лежить виведене раніше рівняння (7.6) для визначення кута природного укошу:

$$tg\alpha = tg\varphi + \frac{c}{\gamma H \cos^2 \eta},$$

Проф. М.М. Маслов в розробленому його методі визначення поверхні стійкого укошу нехтує впливом  $\cos^2 \eta$  і пропонує вважати



тангенс кута укосу  $\eta$  рівним тангенсу кута зсуву, що позначаємо через  $\psi$  з, тобто користується одержаним рівнянням (7.6) у вигляді

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + c/\gamma H. \quad (11.5)$$

Це забезпечує при розрахунках додатковий запас стійкості, що є більший для верхньої частини укосу, ніж для нижньої, тому результати розрахунку описаним методом дають дещо більш пологисті укоси, ніж при розрахунках іншими способами.

Для побудови профілю стійкого укосу в ньому виділяють по висоті ряд шарів відповідно до складаючих його нашарування. Для ґрунту, що розташований на рівні підшви кожного з шарів, визначають тиск від ваги вищерозміщених шарів ґрунту, а також величини розрахункових кутів зсуву за виразом (11.6), вводячи коефіцієнт запасу

$$\operatorname{tg} \psi = (\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{p})/k, \quad (11.6)$$

де  $k$  – коефіцієнт запасу стійкості.

Контур стійкого укосу відповідно до знайдених величин  $\psi$  розпочинаючи з підшвою укосу, показаний на рис. 11.7.

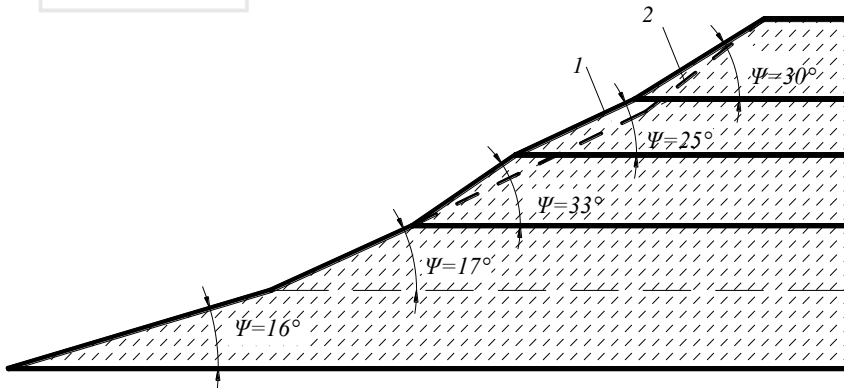


Рис. 11.7. Схема розрахунку стійкого укосу в шаруватому ґрунті: 1 – поверхня ґрунту; 2 – поверхня стійкого укосу





Зсув ґрунту по фіксованій поверхні відбувається при заляганні під верхніми шарами ґрунту щільних, частіше всього водонепроникних гірських порід, на поверхні яких може утворюватися перезволожений, що знижує опір зсуву шар ґрунту. По цьому шару і відбувається сповзання ґрунту.

Проф. Р. М. Шахуньянц запропонував розрахунок стійкості, який зводиться до виділення вертикальних відсіків зсуву, відповідно до контурів поверхні ковзання (рис. 11.8, а) і до оцінки стійкості кожного з них під впливом власної ваги і тиску суміжних відсіків, що передається. При цьому кожний відсік розглядають як затверділий масив.

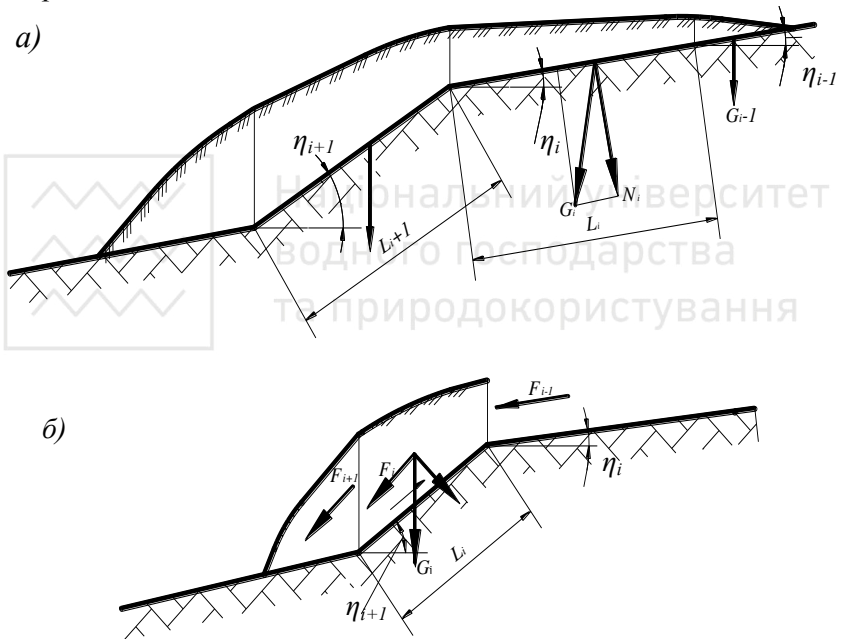


Рис.11.8. Схема до визначення стійкості ґрунту проти зсуву по фіксованій поверхні ковзання

Величина сили тиску, що передається від  $i$ -го відсіку (рис. 11.8, б)

$$F_i = F_{i-1} \cos \eta_{i-1} + \eta_i - G_i \cos \eta_i \tan \varphi + G_i \sin \eta_i - c \cdot L_i, \quad (11.7)$$



де  $F_{i-1}$  – сила тиску, що передається на даний відсік від відсіку, що розташований вище;  $G_i$  – вага відсіку;  $L_i$  – довжина поверхні ковзання;  $\varphi$  – кут внутрішнього тертя зсуваючого ґрунту;  $c$  – зчеплення ґрунту.

Якщо для розташованого вище відсіку сила  $F_{i-1}$  має від’ємне значення, то її в розрахунок не вводять.

Коефіцієнт стійкості для кожного відсіку

$$K_i = \frac{G_i \cos \eta_i \tan \varphi + c L_i}{F_{i-1} \cos \eta_{i-1} + \eta_i + G_i \sin \eta_i} \quad (11.8)$$

Описані вище методи розрахунку стійкості укосів можуть бути використані і при більш складних випадках дії навантаження.

Так, наприклад, в сейсмічних районах в схему можуть бути введені зусилля, що виникають при підземних поштовхах. Звичайно в розрахунок стійкості вводять горизонтальну складову зусилля сейсмічної хвилі, рівну

$$F = ma,$$

де  $m$  – маса ґрунту, що зсувається;  $a$  – розрахункове прискорення горизонтальної складової сейсмічної хвилі.

Розрахункове прискорення різко збільшується з підвищенням бала землетрусу, складаючи 51... 100 мм/с<sup>2</sup> для 6 балів і 500...1000 мм/с<sup>2</sup> – для 9 балів.

Можна врахувати також і вертикальну складову прискорення, що зменшує вагу ґрунту, котра зсувається, до величини  $m(g-a_B)$ .

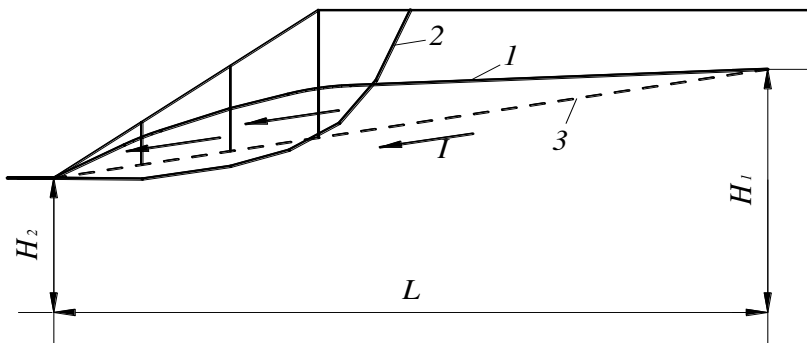


Рис. 11.9. Зв'язок кривої депресії і гідравлічного градієнта: 1 – крива депресії в ґрунті; 2 – поверхня ковзання; 3 – випрямлена крива депресії



За наявності в укосі водонасичених шарів, за якими відбувається рух ґрунтової води, необхідно вводити в розрахунок гідродинамічний тиск (рис. 11.9). Напрямок гідродинамічного тиску  $D_i$  в кожному виділеному ґрунтовому відсіку приймають згідно напрямку гідравлічного градієнта для даного ґрунту або паралельно кривій депресії і прикладають в центрі ваги водонасиченого об'єму ґрунту.

Розрахунки стійкості ґрунтових масивів на зсув ведуть відносно несприятливого періоду їх роботи, оскільки коефіцієнт стійкості не залишається постійним впродовж року у зв'язку зі зміною водного режиму зсуваючі частини ґрунтового масиву. Це пов'язано з тим, що атмосферна вода, що просочується в ґрунтовий масив під час дощових періодів і сніготанення, знижує коефіцієнт стійкості укосів з двох причин: збільшується вага зволоженого ґрунту і знижується зчеплення в ґрунті.

#### Приклад 11.2.

Розрахувати стійкість укосу земляного насипу, що влаштований із супіску, котрий має наступні фізико-механічні характеристики:

$\rho=1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $c=90 \text{ кПа}$ ,  $\varphi=18^\circ$ . Розрахункова схема укосу наведена на рис. 11.10.

Розрахунки ведемо на 1 м довжини насипу. За табл. 11.1 встановлюємо лінію центрів небезпечних кривих поверхні ковзання області зсуву, та їх радіуси. Для прикладу, що розглядається, небезпечна поверхня області зсуву описується радіусом  $R=6,5 \text{ м}$ . Ймовірну область зсуву розбиваємо вертикальними перерізами на ряд призм. Вагу  $i$ -тої призми визначаємо, як  $G_i=\rho \cdot g \cdot v_i$ , де  $g=9,81 \text{ м/с}^2$  – прискорення вільного падіння,  $v_i$  – об'єм ґрунту  $i$ -тої призми зсуву.

$G_1=17,8 \text{ кН}$ ,  $G_2=46,1 \text{ кН}$ ,  $G_3=56,7 \text{ кН}$ ,  $G_4=56,7 \text{ кН}$ ,  $G_5=54,3 \text{ кН}$ ,  $G_6=48,6 \text{ кН}$ ,  $G_7=41,3 \text{ кН}$ ,  $G_8=30,8 \text{ кН}$ ,  $G_9=18,1 \text{ кН}$ .

Визначаємо параметри  $x_i$ ,  $y_i$ ,  $l_i$  (див. рис 11.10)

$x_1=6,0 \text{ м}$ ;  $y_1=2,4 \text{ м}$ ;  $l_1=2,5 \text{ м}$ ;  $x_2=5,0 \text{ м}$ ;  $y_2=4,1 \text{ м}$ ;  $l_2=2,0 \text{ м}$ ;  $x_3=4,0 \text{ м}$ ;  $y_3=4,9 \text{ м}$ ;  $l_3=1,4 \text{ м}$ ;  
 $x_4=3,0 \text{ м}$ ;  $y_4=5,5 \text{ м}$ ;  $l_4=1,2 \text{ м}$ ;  $x_5=2,0 \text{ м}$ ;  $y_5=5,9 \text{ м}$ ;  $l_5=1,1 \text{ м}$ ;  $x_6=1,0 \text{ м}$ ;  $y_6=6,1 \text{ м}$ ;  $l_6=1,1 \text{ м}$ ;  
 $x_7=0,0 \text{ м}$ ;  $y_7=6,2 \text{ м}$ ;  $l_7=1,0 \text{ м}$ ;  $x_8=1,0 \text{ м}$ ;  $y_8=6,0 \text{ м}$ ;  $l_8=1,1 \text{ м}$ ;  $x_9=1,7 \text{ м}$ ;  $y_9=5,7 \text{ м}$ ;  $l_9=2,0 \text{ м}$ .

За формулою (11.3) визначаємо коефіцієнт стійкості:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n G_i \cdot y_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + R \cdot c \cdot L}{\sum_{i=1}^n G_i \cdot x_i};$$

$$K = \frac{(17,8 \cdot 2,4 + 46,1 \cdot 4,1 + 56,7 \cdot 4,9 + 56,7 \cdot 5,5 + 54,3 \cdot 5,9 + 48,6 \cdot 6,1 + 41,3 \cdot 6,2 + 30,8 \cdot 6,0 + 18,1 \cdot 5,7) \cdot 0,3249 + 6,5 \cdot 9 \cdot 1,34}{17,8 \cdot 6,0 + 46,1 \cdot 5,0 + 56,7 \cdot 4,0 + 56,7 \cdot 3,0 + 54,3 \cdot 2,0 + 48,6 \cdot 1,0 + 41,3 \cdot 0,0 - 30,8 \cdot 1,0 - 18,1 \cdot 1,7} = 1,71$$

$$L = \sum l_i = 2,5 + 2,0 + 1,4 + 1,2 + 1,1 + 1,1 + 1,0 + 1,1 + 2,0 = 13,4 \text{ м}$$

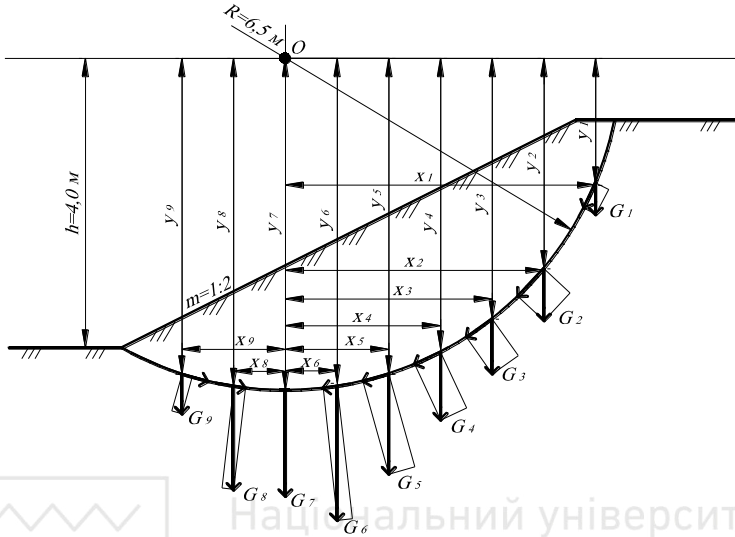


Рис. 11.10 До прикладу розрахунку стійкості укосу земляного насипу

### 11.3. Розрахункові схеми в особливих випадках дії навантажень на ґрунт

Часто доводиться зустрічатися зі складними випадками опору ґрунтів навантаженням, які не описуються найпростішими схемами компресійного стиснення або зсуву. Прикладами таких випадків є: визначення опору ґрунтів різанню, зсув ґрунту колесом, що котиться, розрахунок міцності дорожнього одягу та ін. Для більшості з них на теперішній час ще не одержано вичерпних рішень, що пов'язано з трудністю встановлення розрахункових схем, що точно описують складні процеси, які протікають в деформованому ґрунті.

Розрахункові схеми опору ґрунту в складних випадках дії навантажень ґрунтуються на принципі, сформульованому вперше в 1923 р. М.М. Герсевановим, котрий вказав, що в ґрунтах статичні розрахунки можуть бути застосовані для визначення стійкості лише в тих випадках, коли розрахунки виходять з форми руйнувань і деформацій, які підтверджуються досвідом будівельної практики.

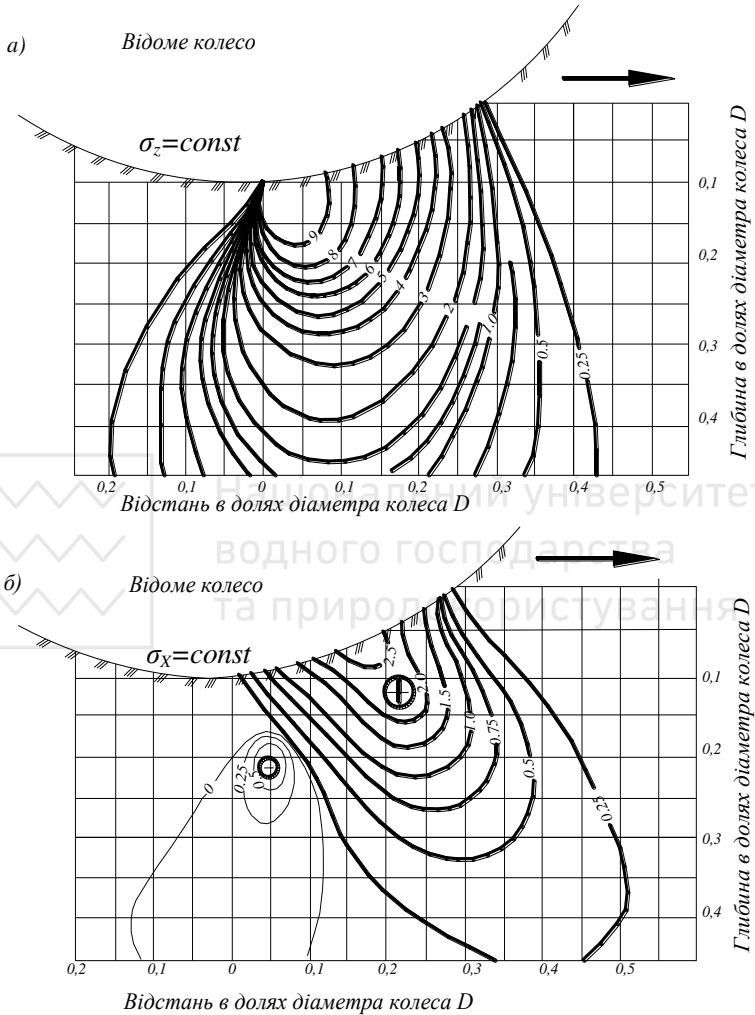


Рис. 11.11. Ізолінії рівних напружень в ґрунті, що деформується під відомим колесом, котре котиться (при глибині колії 10 см): а – вертикальні нормальні напруження; б – горизонтальні нормальні напруження

Наведені далі методи оцінки опору ґрунтів, як правило, ґрунтуються на схемах руйнування ґрунтів, що встановлені з



досвіду. Для розробки математичних виразів опору ґрунту в загальній картині деформації виділяють процеси ущільнення ґрунту і зсуву по фіксованих поверхнях руйнування і на основі загальних рівнянь статичної внутрішньої опір ґрунту прирівнюють діючому навантаженню.

#### **11.4. Опір ґрунтів деформації під колесом, що котиться**

Визначення опору поверхневих шарів ґрунту утворенню колії колесом, що котиться, має велике значення для конструювання машин, призначених для руху по бездоріжжю. Обширні дослідження, що присвячені цьому питанню, утворюють самостійний розділ механіки ґрунтів. Деформація ґрунту при коченню колеса відбувається під дією прикладених до колеса вертикальної сили, горизонтального тягового зусилля (на відомих колесах) і обертаючого моменту (на привідних колесах). Рівнодіюча цих сил направлена під кутом до вертикалі, що змінюється залежно від опору коченню, що надається ґрунтом. Поле напружень, що створюється в ґрунті відомих колесом, котре котиться, складається з напружень, що виникають двома системами сил: горизонтальними, котрі виникають від тиску колеса на ґрунт при поступальному русі, і вертикальними – від навантаження і власної ваги колеса (рис. 11.11). Для ведучого колеса додаються сили зчеплення з ґрунтом на площі контакту обода.

На рис. 11.12 показані деформації ґрунту в подовжньому розрізі уздовж колії, що зафіксовані за допомогою закладених в ґрунті перед проходом автомобіля забарвлених вертикальних і горизонтальних прошарків. Спостереження показали, що при вологості, меншій капілярної вологоємності, зсув ґрунту в поперечному напрямку практично відсутній. Тому утворення колії при русі колеса може бути представлено як деформація стиснення при короткотривалій дії створюваного колесом поля напружень, що переміщується із швидкістю руху. Оскільки тривалість дії колеса буває менше часу, що необхідно для протікання повної деформації ґрунту, при повторних проходах глибина колії зростає.

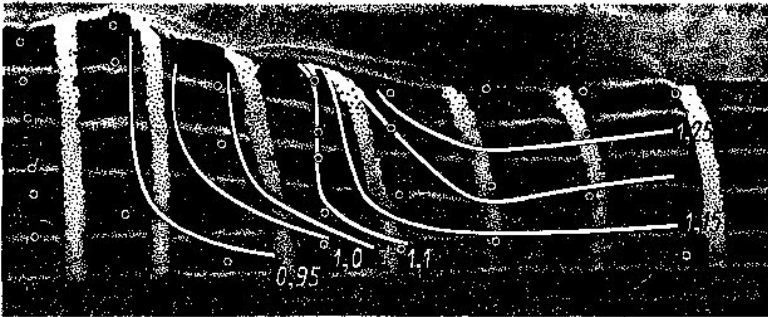


Рис. 11.12. Деформація ґрунту при утворенні колії: білі тонкі лінії – лінії рівної щільності ґрунту; зігнуті вертикальні стовпчики – зсув ґрунту у напрямі руху; горизонтальні лінії – ущільнення ґрунту під колесом; цифри біля кривих – щільність скелету (в г/см<sup>3</sup>)

На практиці при розрахунках, що пов'язані з утворенням колій частіше за все виходять з емпіричної залежності, що описує зростання опору ґрунту вдавлюванню з глибиною занурення колеса:

$$q_z = C \cdot \left( \frac{z}{z_0} \right)^\mu, \quad (11.9)$$

де  $q_z$  – опір, що зім'яв ґрунт на глибині  $z$ , МПа;  $C$  – опір ґрунту на глибині  $z_0$ , що рівна 1 см;  $\mu$  – параметр, що характеризує зростання опору ґрунту зсуву із збільшенням глибини колії.

Це рівняння добре описує криву залежності між зануренням в ґрунт штампів і діючим на нього тиском. Залежно від вологості, ступеня ущільнення і однорідності ґрунту величина  $\mu$  коливається між 0 і 1; для порівняно ущільнених ґрунтів при вологості, близькій до капілярної вологості  $\mu=1/2$ ; для пухких сухих ґрунтів (рілля)  $\mu=1$ .

Глибину колії визначають виходячи з схеми, наведеної на рис. 11.13. На елементарну смугу обода колеса  $dl$ , шириною  $B$ , що знаходиться на глибині  $z$  діє реактивне зусилля ґрунту  $q_z B dl$ . Тоді вертикальна проекція реакції ґрунту буде рівна  $q_z B \cos \alpha dl$  (де  $\alpha$  – кут, що складається напрямом реактивного зусилля з вертикаллю).

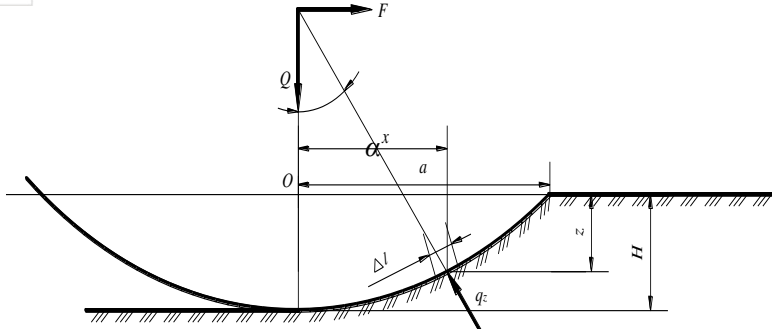


Рис. 11.13. Схема до визначення глибини коліи

Сумарний опір ґрунту вдавлюванню колеса при русі:

$$Q = \int_0^a q_z B \cos \alpha \, dl, \quad (11.10)$$

Підставивши значення  $q_z$  з (11.9) та після виконання інтегрування отримуємо:

$$Q = CB(1 - \mu/3)H^\mu H^\mu \overline{DH}. \quad (11.11)$$

Аналогічно підсумовування горизонтальних проєкцій реактивного опору ґрунту отримуємо:

$$F = CBH^{\mu+1}/(\mu + 1). \quad (11.12)$$

### 11.5. Стійкість глинистих ґрунтів при високій вологості

Для ряду випадків практики будівництва і експлуатації доріг має значення стійкість глинистих ґрунтів при високій вологості. Залежно від діючих напружень, зчеплення і кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів деформації можуть мати характер повзучості або в'язкої течії. Зниження зчеплення ґрунту при зростанні вологості або подолання сил зчеплення дотичними напруженнями може перевести повзучість в текучість розрідженого ґрунту. Деформації повзучості, як вже





наголошувалося вище, необхідно обов'язково враховувати при проектуванні підпірних стінок. З текучістю ґрунту пов'язані деякі деформації земляного полотна – опливання укосів, утворення селевих потоків, що руйнують дорогу. Властивість текучості розрідженого ґрунту використовують при проведенні земляних робіт методами гідромеханізації.

Оскільки ґрунти мають складну структуру, текучість водонасиченого ґрунту відрізняється від руху рідини. Для того, щоб почалася текучість розрідженого ґрунту, необхідно подолати його початковий опір зсуву. Питання текучості ґрунтів досліджував проф. М.М. Маслов. На основі експериментів і аналізу роботи споруд він вважає за можливе застосовувати до випадку текучості ґрунтів рівняння текучості пластично-в'язких тіл Шведова – Бінгама, згідно якому

$$v = (\tau - \tau_0) / \mu, \quad (11.13)$$

де  $v$  – швидкість текучості по площині зсуву;  $\tau$  – напруження зсуву двох суміжних шарів;  $\mu$  – коефіцієнт в'язкості;  $\tau_0$  – граничний опір ґрунту зсуву (поріг повзучості), що відповідає моменту подолання сил зчеплення

$$\tau_0 = c + p \operatorname{tg} \varphi, \quad (11.14)$$

де  $c$  – зчеплення ґрунту при відповідній вологості;  $p$  – тиск, що діє на даний шар ґрунту;  $\varphi$  – кут внутрішнього тертя.

Для в'язкотекучих ґрунтів, у яких  $\varphi = 0$  і  $c \approx 0$ , рівняння (11.13) переходить в рівняння Ньютона:

$$v = \frac{\tau}{\eta}. \quad (11.15)$$

При дослідженні зсувів розрідженого ґрунту по похилому схилу опір зсуву  $\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$  зростає по мірі віддалення від денної поверхні у зв'язку з впливом власної ваги ґрунту. Тому при постійному за величиною зсовуючому зусиллі  $\tau$  швидкість течії затухає за глибиною і зсув захоплює тільки верхні шари ґрунту.

Коефіцієнти в'язкості ґрунтів міняються в широких межах в залежності від їх вологості. За С.М. Флейшманом для грязьових потоків на селевих схилах  $\mu$  складає від 0,1 до 5 Па·с в залежності від консистенції.) За М.М. Масловим для мягкопластичних



глинистих ґрунтів коефіцієнт в'язкості в Па·с складає  $10^2 \dots 10^9$ , тугопластичної консистенції  $10^{10} \dots 10^{11}$ , напівтвердої –  $10^{12} \dots 10^{13}$  і твердої –  $10^{13} \dots 10^{15}$ .

### ***Питання для самоконтролю***

1. Надайте якісну і кількісну характеристику роботи мерзлих ґрунтів під навантаженням.
2. Як виконується стійкість ґрунтових укосів, що складені з однорідних ґрунтів за методом круглоциліндричних поверхонь зсуву?
3. Як виконується оцінка стійкості природних схилів за методом рівномірного укосу, що був запроваджений М.М. Масловим?
4. У чому суть методу Р.Р. Шахуньянца розрахунку стійкості ґрунтових укосів і схилів?
5. Охарактеризуйте роботу ґрунту під колесом, що котиться.
6. Які особливості стійкості глинистих ґрунтів при високій вологості?

## **12. РОЗРАХУНКИ ОСІДАНЬ ФУНДАМЕНТІВ І ДОРОЖНІХ НАСИПІВ**

### **12.1. Методи розрахунку кінцевої величини осідань**

Розрахунки осідань споруд і їх протікання в часі мають велике практичне значення. Оцінка величини і ступеня рівномірності осідання необхідна для забезпечення нормальної роботи нерозрізних балок мостів і будівельних конструкцій. Нерівномірні осідання земляного полотна призводять до появи нерівностей на поверхні доріг.

Розрізняють наступні види вертикальних деформацій споруд, що викликаються різними процесами, які протікають в ґрунтах основи: осідання, що пов'язані з ущільненням ґрунту під спорудою; просідання, що викликаються не тільки ущільненням, але і корінною зміною структури ґрунтів як під дією зовнішнього навантаження, так і від додаткових чинників, наприклад, замочуванням водою; осідання в результаті деформацій земної поверхні, що викликані розробкою корисних копалин або зміною гідрологічних умов; підняття, що виникає при набуханні ґрунтів основи при зволоженні



Найпростіший спосіб оцінки величини осідання запроєктованих споруд, що витікає з ідеї застосування до ґрунтів закономірностей теорії тіл, котрі лінійно деформуються. Проте, як показує досвід, цей метод застосовується лише в певному інтервалі розмірів споруд.

Якщо прикладати до ґрунту постійний питомий тиск через жорсткі штампи однієї форми, але різних розмірів, то, як встановив проф. М.О. Цитович, графік залежності між величиною сторони штампу і осіданням матиме вигляд, показаний на рис. 12.1. При малих штампах (із стороною менше 0,5 м) пластичні деформації, що розвиваються під ними, призводять до великих осідань, котрі зменшуються із зростанням сторони штампу.

При розмірах сторін штампу до 5...7 м осідання збільшуються прямо пропорційно стороні штампу, а при великих розмірах вони не залежать від величини споруд, залишаючись практично постійними і меншими, ніж отримуємо за розрахунками, котрі засновані на формулах для однорідного напівпростору, що лінійно деформується. Це пов'язано з неоднорідністю ґрунтового масиву, зокрема меншою стисливістю ущільнених під дією власної ваги глибинних шарів ґрунту.

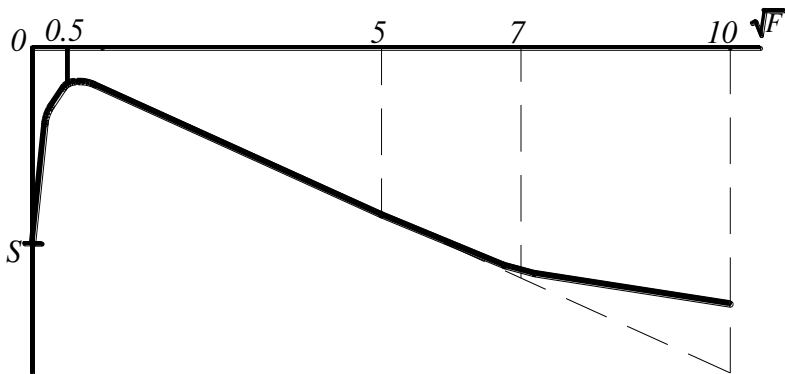


Рис. 12.1. Залежність осідання штампів  $S$  від розмірів  $F$  при постійному питомому тиску



З цієї причини використання формул теорії тіл, що лінійно деформуються, для розрахунку осідань можливе тільки при невеликих площах споруд (фундаменти мостів і будівель) і однорідних за глибиною ґрунтах, а також при близькому від поверхні розташованих скельних порід. При цьому використовують відповідні формули затухання напружень за глибиною.

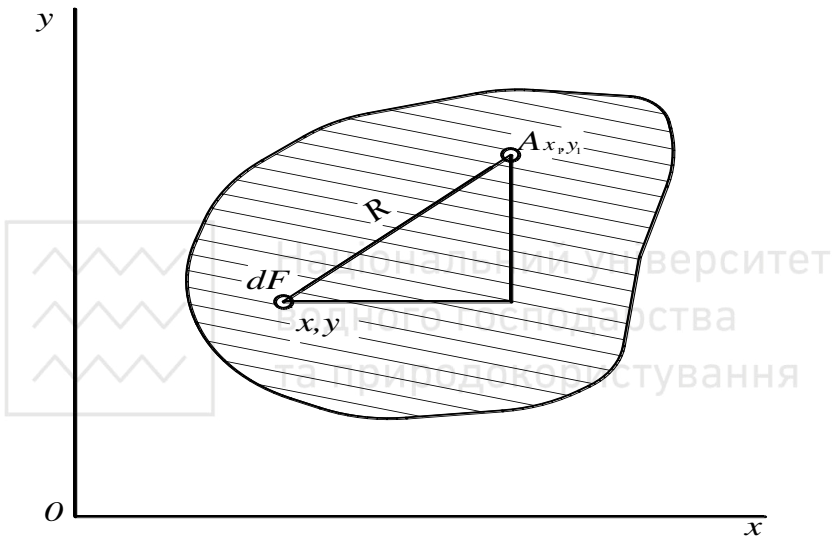


Рис. 12.2. Схема для визначення осідання від навантаження, що прикладене до поверхні на півпростору

При великих площах основи споруд (дамби) або при шаруватих ґрунтах з різним ступенем стисливості для обчислення осідань застосовують метод пошарового підсумовування окремих шарів в межах товщі ґрунту (активна зона), що деформується, виходячи із знайдених за формулами теорії пружності розподілу напружень за глибиною.

При розрахунках осідань основи враховують заглиблення споруди в ґрунт.



## 12.2. Розрахунок осідання однорідних основ за формулами теорії лінійно деформованих тіл

Вертикальна деформація елементарного об'єму ґрунту завтовшки  $dz$ , розташованого на глибині  $z$  від поверхні масиву, що лінійно деформується, рівна

$$ds = \frac{dz}{E} \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y), \quad (12.1)$$

де  $E$  – модуль деформації ґрунту;  $\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$  – нормальні напруження, що діють на елементарний об'єм;  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона ґрунту.

Звідси при дії вертикальної зосередженої сили на поверхню масиву осідання його може бути знайдено з виразу

$$s = 1/E \int_z^{\infty} \sigma_z - \nu^2 (\sigma_x + \sigma_y) dz. \quad (12.2)$$

Підставивши в цей вираз значення  $\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$  після інтегрування приводять до залежності

$$S = \frac{p(1-\nu^2)}{2\pi E} \left( \frac{2}{R} + \frac{1}{1-\nu} \frac{z^2}{R^3} \right), \quad (12.3)$$

де  $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$  — відстань від точки прикладання сили  $p$  до точки масиву, що розглядається.

Для точок, що розташовані на поверхні ґрунту ( $z = 0$ ):

$$S = \frac{p(1-\nu^2)}{R\pi E} = \frac{P}{\pi CR}, \quad (12.4)$$

де  $C = E/(1 - \nu^2)$ .

Вираз (12.4) для осідання поверхні пружноізотропного напівпростору при дії зосередженої сили справедливий лише для точок, що розташовані на деякій відстані від місця прикладання сили  $P$ , оскільки при  $R=0$  згідно формулі (12.4)  $S$  перетворюється в нескінченно велику величину, оскільки формули теорії пружності для визначення осідання не можна застосовувати поблизу місця прикладання зосередженої сили.



### 12.3. Визначення осідання ґрунту за методом пошарового підсумовування

Метод пошарового підсумовування рекомендований ДБН як головний для практичних розрахунків. В основу цього методу покладені такі припущення:

- ґрунт є суцільним ізотропним лінійно деформованим тілом;
- осідання визначається тільки від дії вертикальних напружень  $\sigma_z$ ;
- деформації розглядаються тільки в межах товщі, що стискається;
- бічне розширення ґрунту враховується коефіцієнтом  $\beta$  який дорівнює 0,8 незалежно від різновиду ґрунту;
- стискаюча товща розбивається на окремі елементарні розрахункові шари, у межах яких напруження можна вважати постійним без великої похибки.

Загальне осідання ґрунту основи від тиску фундаменту визначають, як суму осідань окремих елементарних шарів з виразу:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (12.5)$$

де  $\sigma_{zpi}$  – середнє значення додаткових напружень в  $i$ -му елементарному розрахунковому шарі;  $h_i$ ,  $E_i$  – відповідно товщина  $i$  модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту;  $n$  – кількість елементарних шарів у межах товщі, що стискається.

На рис. 12.3 показана схема до визначення осідання методом пошарового підсумовування.

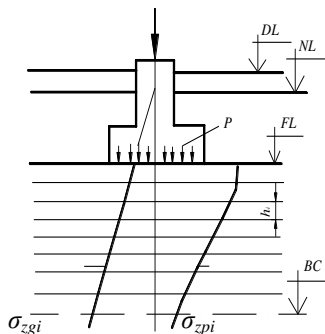


Рис. 12.3. Розрахункова схема осідань фундаменту. Умовні позначення, що наведені на схемі:  $DL$  – позначка планування;  $NL$  – позначка поверхні природнього рельєфу;  $FL$  – позначка підшви фундаменту;  $BC$  – нижня межа товщі, що стискається



Визначення імовірного осідання виконують у такому порядку:

1. В масштабі на геологічний розріз наносять контур фундаменту.

2. Будують епюру напружень від власної ваги ґрунту за формулою:

$$\sigma_{zgi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i * h_i. \quad (12.6)$$

3. Визначають середній тиск  $P$  під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} * d, \quad (12.7)$$

де  $N_{II}$  – розрахункове навантаження на фундамент;  $A$  – площа подошви фундаменту;  $\bar{\gamma}$  – усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах;  $d$  – глибина закладання фундаменту.

4. Визначають додатковий тиск на рівні подошви фундаменту:

$$P_0 = P - \sigma_{zg0}, \quad (12.8)$$

де  $\sigma_{zg0}$  – напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту.

5. Розбивають товщу ґрунту нижче подошви фундаменту на окремі елементарні шари товщиною  $h=0,4b$  (для полегшення інтерполяції).

6. Визначають коефіцієнти затухання напружень по глибині  $\alpha_i$  залежно від глибини  $z$  і співвідношення  $l/b$ , де  $l$  – довжина фундаменту.

7. Будують епюру додаткових вертикальних напружень  $\sigma_{zpi} = \alpha_i * P_0$ .

8. Визначають нижню межу товщі, що стискається. На рівні цієї межі додатковий тиск у п'ять разів менший за природній:

$$\sigma_{zp} \leq 0.2\sigma_{zg}. \quad (12.9)$$

Для слабких ґрунтів ( $E < 5 \text{ МПа}$ ) на нижній стискаючі товщі, повинна виконуватися умова:

$$\sigma_{zp} \leq 0.1\sigma_z. \quad (12.10)$$



9. Осідання окремого елементарного шару визначають за формулою (12.5).

**Приклад 12.3.**

Розрахувати методом пошарового підсумування осідання фундаменту під опору мосту жорсткої конструкції. Ширина фундаменту  $b=1,8$  м, довжина  $l=1,8$  м, глибина закладання  $d=0,9$  м. Фундамент передає на ґрунт вертикальний тиск  $P=398,6$  кПа. Ґрунтові умови майданчика наведені в таблиці 12.1.

Таблиця 12.1

Ґрунтові умови

№ ІГЕ	Різновид ґрунту	Товщина ІГЕ $h$ , м	Питома вага ґрунту $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт пористості $e$	Модуль деформації $E$ , кПа
1	Пісок середньої крупності	3,9	17,6	0,663	25000
2	Суглинок тугопlastичний	4,5	18,0	0,805	12000
3	Глина напівтверда	2,6	18,5	0,746	35000

1. Визначаємо товщину розрахункового шару  $h_i=0,4b=0,4 \cdot 1,8=0,72$  м (рис.12.4). Ділимо ґрунт основи на розрахункові шари.

2. Виразуємо напруження від власної ваги ґрунту  $\sigma_{zg} = \gamma_{li} h_i$ . Для  $h=0$ ,  $\sigma_{zg}=0$ , для  $h=d$ ,  $\sigma_{zg0}=\gamma_1 d=17,6 \cdot 0,9=15,84$  кПа. Під подошвою І-го розрахункового шару  $\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_{I1} h_i = 15,8 + 17,6 \cdot 0,72 = 28,5$  кПа. Тиск під подошвою 2-го розрахункового шару  $\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{II2} h_2 = 28,5 + 17,6 \cdot 0,72 = 41,2$  кПа і т.д.

Нижче рівня підземних вод (WL) необхідно враховувати звужуючу дію води. Питома вага полегшеного водою суглинку дорівнює

$$\gamma_{sbl1} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0,805} = 9,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, \text{ а глини за тією ж формулою } \gamma_{sbl1} = 10,6 \text{ кН/м}^3.$$

3. Визначаємо додаткові напруження в ґрунті від зовнішнього навантаження, яке створюється спорудою за формулою:

$$\sigma_p = \alpha \cdot P_0; P_0 = P - \sigma_{z0} = 398,6 - 15,8 = 382,8 \text{ кПа}$$

Коефіцієнт  $\alpha$  знаходимо в таблиці 12.2 в колонці з співвідношенням:

$\eta = l/b = 1$ , за показником  $\zeta = 2z/b$ , де  $z$  – відстань від подошви фундаменту до нижньої межі шару, в якому визначається напруження.

$$\text{Для } z=0, \zeta=2z/b=0, \alpha=1, \sigma_p=382,7 \cdot 1=382,7 \text{ МПа}$$

$$z=0,72 \text{ м}, \zeta=2 \cdot 0,72/1,8=0,8, \alpha=0,8, \sigma_p=382,7 \cdot 0,8=306,2 \text{ кПа}$$

$$z=1,44 \text{ м}, \zeta=2 \cdot 1,44/1,8=1,6, \alpha=0,449, \sigma_p=382,7 \cdot 0,449=171,8 \text{ кПа}$$

Розрахунок виконують до нижньої межі шару, в якому  $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$ , в данному випадку 8-й шар  $\sigma_p=16,8$  кПа,  $\sigma_{zg}=95,7$  кПа. Викреслюємо епюру та лінію нижньої границі стисливої зони (позначка В.С.)





4. Розраховуємо осідання кожного шару та загальне осідання, яке дорівнює сумі осідань розрахункових шарів.

Для 1-го шару маємо:  $S_1 = 0,8 \cdot 344,4 \cdot 72 / 8000 = 2,48 \text{ см}$ ;

$S_2 = 0,8 \cdot 239,0 \cdot 72 / 8000 = 1,72 \text{ см}$ .

Сумарне осідання дорівнює:  $S = \sum S_i = 6,4 \text{ см}$

5. Допустиме осідання згідно технічних умов експлуатації дорівнює  $S_u = 8 \text{ см}$ , Умова  $S = 6,41 < 8 = S_u$  – виконується.

Таблиця 12.2

$\zeta = 2z/b$	Значення коефіцієнта							
	Круг- лих	Коефіцієнт $\alpha$ для фундаментів						Стріч- кових $l/b \geq 10$
		Прямокутних з співвідношенням сторін $\eta = l/b$ , що дорівнює						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,42
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,339	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,53	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,186
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,022	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,023	0,037	0,045	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

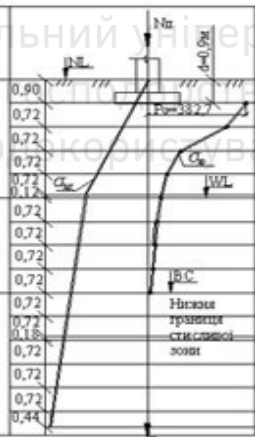
№ ПЕ	Вид ґрунту	Товщина ПЕ, м	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	E, кПа	$N_{gr}$	№ розр шару	$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$ , кПа	z, м	$\zeta = \frac{z}{2z/b}$	a	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_{\alpha}$ , кПа	$G_{zpi}$ , кПа	$S_i$ , см
1	Пісок середньої крупності	3,9	17,6	8000		0	15,8	0	0,00	1,00	382,7		
						1	28,5	0,72	0,8	0,8	306,2	344,4	2,48
						2	41,2	1,44	1,6	0,499	171,8	239,0	1,72
						3	53,8	2,16	2,4	0,257	98,4	135,1	0,97
2	Суглинок тугопластичний	4,5	9,4	12000		4	68,6	3,00	3,2	0,160	61,2	79,8	0,67
						5	75,4	3,72	4,13	0,084	32,1	46,7	0,22
						6	82,2	4,44	4,93	0,074	28,3	30,2	0,14
						7	88,9	6,16	5,73	0,056	21,5	24,9	0,12
						8	95,7	5,88	6,53	0,044	16,8	19,2	0,09
3	Глина напівтверда	2,6	10,6	25000	Нижня границя стисненої зони	9	102,5	6,60					S=6,41
						10	110,9	7,50					
						11	118,5	8,82					
						12	126,1	8,94					
						13	133,7	9,66					
						14	138,5	10,1					

Рис.12.4. до прикладу 12.3. Розрахункова схема і допоміжна таблиця для визначення осідання фундаменту за методом пошарового підсумування



## 12.4. Осідання ґрунту за часом

Деформація ґрунтів в основах споруд відбувається сповільнено. При ущільненні ґрунту навантаження повинне подолати опір води, що витісняється з пор ґрунту, а також опори, пов'язані з деформацією ґрунтового скелета і зв'язаної води. Швидкість деформації водонасичених ґрунтів (консолідації) визначається співвідношенням між швидкістю стиснення скелету ґрунту у зв'язку з руйнуванням існуючих в ньому структурних зв'язків (повзучістю ґрунту) і швидкістю витиснення води. Зазвичай на початку процесу стиснення швидкість осідання визначається переважно витисненням води. В кінцевій стадії процесу вирішальне значення набуває швидкість деформації скелету, у зв'язку з чим процес стиснення іноді умовно ділять на два етапи – первинної і вторинної консолидації.

Наближене рішення найпростішого випадку зміни в часі напруженого стану шару водонасиченого двофазного ґрунту («ґрунтової маси»), завантаженого нескінченним рівномірно розподіленим навантаженням (одновимірною задачею консолидації), було вперше запропоновано в 1925 р. К. Терцаґи. Математично точне рішення цієї задачі було дано в 1933 р. проф. М.М. Герсєвановим. Теорія Терцаґи – Герсєванова, що викладається нижче, виходить з ряду спрощень істинної картини процесу, що відбувається при деформації водонасиченого ґрунту, приймаючи наступні допущення: 1) ущільнення ґрунту відбувається тільки за рахунок витиснення з нього води; 2) стиснення ґрунтового скелету і переміщення води відбуваються тільки у вертикальному напрямі в результаті прикладання навантаження до досить великої площі; 3) деформація ґрунтового скелету відбувається миттєво; 4) зміна коефіцієнта пористості при зростанні навантаження, що передається на скелет, відбувається за прямолінійною залежністю; 5) характеристики ряду властивостей ґрунту (коефіцієнт фільтрації, коефіцієнт ущільнення) не залежать від діючого тиску і не змінюються впродовж всього процесу ущільнення, тобто при розрахунках приймають їх середні значення в інтервалі діючих навантажень; 6) ґрунт повністю насичений водою (затиснене повітря в ньому відсутнє); 7) вода і ґрунтові частинки абсолютно



не стискаються, витиснення зв'язаної води з точок контакту між ґрунтовими частинками не відбувається.

Теорія деформації водонасичених ґрунтів, що має велике практичне значення для розрахунків споруд на водонасичених основах, була значно розвинена стосовно випадків плоскої і просторової задач з урахуванням деформації ґрунтів, що містять затиснений газ, повзучості ґрунтового скелету, зміни в процесі стиснення коефіцієнта фільтрації, об'ємної стисливості ґрунту і води і ін.

Процес ущільнення водонасиченого ґрунту без урахування впливу опору деформування скелету може бути пояснений за допомогою моделі, показаної на рис. 12.5. В посудині, що заповнена водою, є ряд щільно вхідних поршнів, між якими розташовані пружини. Пружини можуть бути стиснені навантаженням, що прикладене до верхнього поршня, тільки після того, як через отвори в поршнях буде витиснений об'єм води, що відповідний деформації пружин. Тому в перший момент все прикладене навантаження передається на воду. Оскільки отвори малі і вода витисняється з посудини поволі, то в ній створюється гідростатичний тиск і прикладене навантаження розподіляється між водою і пружинами.

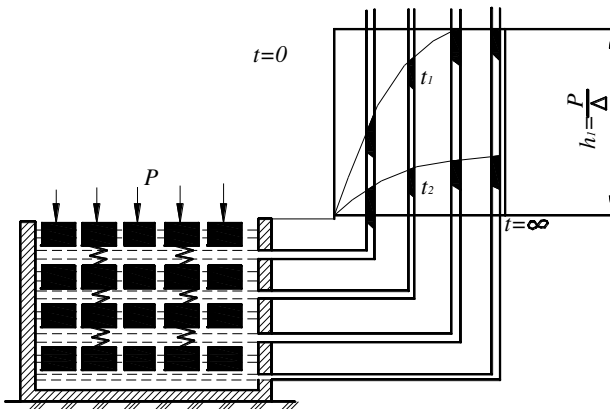


Рис. 12.5. Модель стиснення водонасиченого ґрунту Терцаґі – Герсеванова



В певний момент часу в кожному горизонтальному перерізі посудини зовнішньому тиску  $p$  чинять опір стискаюча пружина, що моделює скелет ґрунту  $P_z$ , і вода, в якій створений тиск  $\omega_t$ :

$$P_z + P_w = P. \quad (12.11)$$

З часом тиск у воді поступово падає, а опір стислої пружини зростає, поки, нарешті, не встановлюється рівновага:

$$P = P_w. \quad (12.12)$$

Цей процес можна спостерігати на п'єзометрах, показаних в правій частині рис. 12.5.

Аналогічне явище відбувається і при завантаженні водонасиченого ґрунту, що не володіє структурною зв'язністю. В цьому випадку, зразу ж після прикладання навантаження, у воді, що заповнює пори ґрунту, виникає тиск і розпочинається витиснення її у напрямку зон з меншим тиском. При цьому траєкторії руху води, що витисняється, перпендикулярні ізолініям головних нормальних напружень (рис. 12.6).

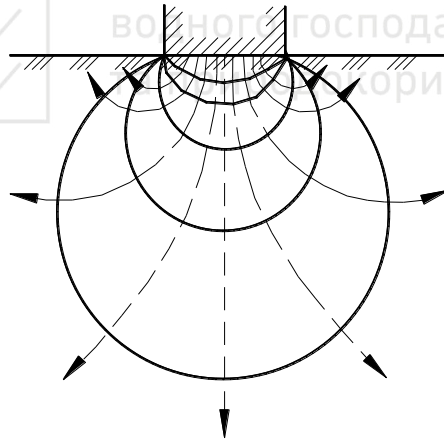


Рис. 12.6. Траєкторії руху води, що витисняється з ґрунту під дією ваги споруди

Лінії, що характеризують тиск в ґрунтовій воді (поровий тиск) на різних рівнях від поверхні шару, що стискається, в деякий момент часу після прикладання навантаження, називають

ізохронами. Різниця між ізохроною у момент прикладання навантаження (нульова ізохрона) і ізохроною в інший момент часу  $t$  показує тиск, що передається на ґрунтовий скелет. У зв'язку з безперервністю передачі тиску від ґрунтової води на скелет, розташування ізохрон поступово змінюється, і кожна з них характеризується часом, що пройшов з моменту прикладання навантаження. На рис. 12.7. показані ізохрони для різних етапів ущільнення шару ґрунту рівномірно розподіленим навантаженням. Витиснення води відбувається від низу до верху. Тиск, що передається на ґрунтовий скелет, називають ефективним тиском, тиск в поровій воді – нейтральним тиском.

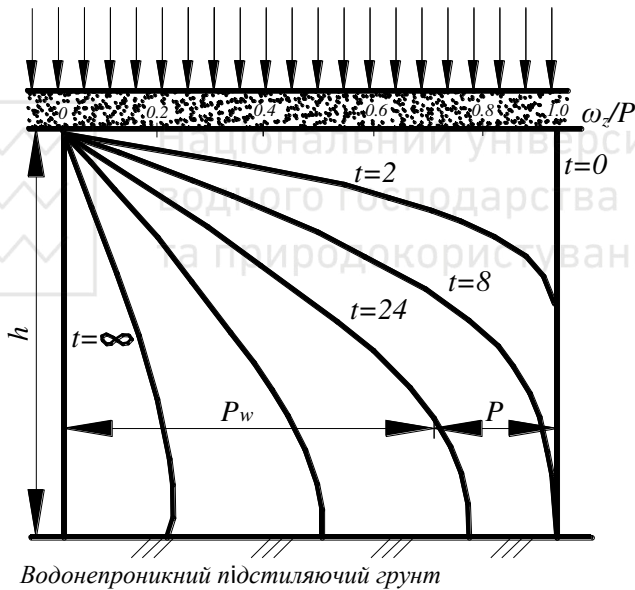


Рис. 12.7. Ізохрони при стисненні шару водонасиченого ґрунту

Розглянемо задачу про розвиток і проходження в часі осідань повністю водонасиченого шару ґрунту при ущільненні його суцільним рівномірно розподіленим навантаженням в умовах однічної фільтрації води, вважаючи, що витиснення води з пор ґрунту визначається законом фільтрації, а зміни коефіцієнта пористості – законом ущільнення.



У початковий момент зовнішній тиск  $P$  повністю сприймається водою  $P_w$ . У подальші проміжки часу тиск на порову воду за рахунок фільтрації буде зменшуватись а на мінеральну частину ґрунту зростатиме доти, поки все навантаження не буде сприйняте скелетом ґрунту.

Для елементарного шару  $d_z$  на глибині  $z$  у ґрунтовій масі збільшення витрат води  $q$  дорівнює зменшенню пористості ґрунту  $n$ :

$$\varepsilon q / \partial z = -\partial n / \partial t . \quad (12.13)$$

Перетворимо ліву і праву частину рівняння (12.13). Для лівої частини, згідно з законом ламінарної фільтрації, можна записати:

$$q = -k_f \frac{\partial H}{\partial t}, \quad (12.14)$$

де  $k_f$  – коефіцієнт фільтрації,  $H$  – напір води,  $t$  – час.

Тоді



Але

$$\varepsilon q / \partial z = -\partial n / \partial t .$$

$$H = \frac{P_w}{\gamma_w}, P_w = P - P_z, H = \frac{P - P_z}{\gamma_w},$$

де  $\gamma_w$  - питома вага води (10 кН/м<sup>3</sup>).

Звідси

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = -\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P_z}{\partial z^2} . \quad (12.15)$$

Отже,

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{k_f}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P_z}{\partial z^2} . \quad (12.16)$$

Виконаємо перетворення правої частини рівняння (12.13). При  $n=e/(1+e)$  знехтуємо зміною у знаменнику коефіцієнта пористості порівняно з одиницею. Тоді, узявши деяке середнє значення, одержимо:

$$\frac{\partial n}{\partial t} \approx \frac{1}{1 + e_{cp}} \frac{\partial e}{\partial t} . \quad (12.17)$$

Згідно з законом ущільнення,



$$\frac{\partial e}{\partial t} = m_0 \frac{\partial P_z}{\partial t}.$$

Підставимо значення  $\frac{\partial e}{\partial t}$  у рівняння (12.17):

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{m_0}{1 + e_m} \frac{\partial P_z}{\partial t}, \quad (12.18)$$

де  $m_o(1 + e_{cp}) = m$  – коефіцієнт відносної стисливості ґрунту.

Підставимо вирази для правої і лівої частини у вихідне рівняння (12.13):

$$\frac{k_f}{m \cdot \gamma_w} \frac{\partial^2 P_z}{\partial z^2} = \frac{\partial P_z}{\partial t}. \quad (12.19)$$

Постійний множник лівої частини позначимо через  $c_v$ :

$$c_v = \frac{k_f}{m \cdot \gamma_w}. \quad (12.20)$$

Величина  $c_v$  – коефіцієнт консолідації ґрунту. Остаточно будемо мати:

$$c_v \frac{\partial^2 P_z}{\partial z^2} = \frac{\partial P_z}{\partial t}. \quad (12.21)$$

Цей вираз і є диференціальним рівнянням одновимірної задачі фільтраційної консолідації ґрунтів. Розв'язується це рівняння з допомогою застосування рядів Фур'є через задовільнення початкових граничних умов. Останні можна сформулювати значно простіше, якщо розглядати стиснення шару ґрунту товщиною  $2h$  при двосторонній фільтрації (математично тотожна задача).

### **Питання для самоконтролю**

1. Як виконується розрахунок осідання однорідних основ при дії вертикальної зосередженої сили на поверхню ґрунту?
2. Які основні допущення покладені в основу методу пошарового підсумовування при визначенні осідання ґрунту?
3. Як виконуються розрахунки осідання ґрунтових масивів за методом пошарового підсумовування окремих розрахункових шарів ґрунту?





4. Дайте характеристику моделі стиснення ґрунту Терцагі – Герсеванова.
5. Які основні допущення покладені в основу теорії консолідації ґрунту?
  6. Виконайте виведення диференціального рівняння одновимірної задачі фільтраційної консолідації ґрунтів.

## 12.5. ШТУЧНЕ ЗМІЦНЕННЯ ҐРУНТІВ

### 13.1. Основні принципи зміцнення, класифікація методів зміцнення і вимоги до закріплених ґрунтів

Зміцненням ґрунтів прийнято називати ряд послідовних технологічних операцій, що виконуються з метою роздрібнення ґрунту, перемішуванню його з в'язучими матеріалами, зволоженню до оптимальної вологості і ущільненню до максимальної щільності суміші, що забезпечує оптимальну дію на ґрунт добавок в'язучих і інших речовин і додає йому високу міцність, морозостійкість і тривалу стійкість не тільки в сухому, але і у водонасиченому стані. Таким чином, при штучному зміцненні ґрунту завжди поєднується сукупна дія на ґрунт оптимальних добавок в'язучих і інших речовин з обов'язковим виконанням ряду технологічних операцій, що забезпечують формування заданих структурно-механічних властивостей закріпленого ґрунту.

В тих районах будівництва, де немає міцних кам'яних матеріалів і високої якості пісків, виникає необхідність в заміні дорогого каменя і піску, місцевим ґрунтом, що зміцнений в'язучим матеріалом. Застосування закріплених ґрунтів, у тому числі і зміцнених різних відходів промисловості (є місцевими штучними ґрунтами), в конструктивних шарах дорожнього одягу забезпечує значне зниження вартості будівництва доріг і зменшує в 3...4 рази потребу в кам'яних матеріалах, що завозяться.

В 1932 р. проф. М.М. Філатов сформулював основний принцип зміцнення ґрунтів, згідно якому корінне поліпшення властивостей ґрунтів можливе тільки на основі вірного врахування властивостей і складу їх тонкодисперсної частини, тобто поглинаючого комплексу. Спрямовано використовуючи адсорбційну (поглинальну) здатність ґрунту, активно впливаючи на його



тонкодисперсну частину добавками різних в'язучих речовин, можна створити з нього будівельні матеріали, що відповідають відповідним технічним вимогам.

Різноманітні методи зміцнення, засновані на корінній зміні і поліпшенні властивостей природних ґрунтів шляхом введення в них добавок в'язучих матеріалів та інших активних речовин, в даний час знайшли широке практичне застосування в найрізноманітніших природних і ґрунтових умовах.

Багаторічний практичний досвід показує, що при зміцненні різних за складом ґрунтів оптимальними добавками в'язучих матеріалів, корінні та якісні зміни властивостей закріплених ґрунтів відбуваються під дією в'язучих матеріалів (цементів, вапна, бітуму, дьогтю та ін.).

Багаточисленими роботами, що виконані в області фізико-хімічної механіки дисперсних тіл, встановлено, що при добавці в дисперсні системи (наприклад, різного роду ґрунти) в'язучих речовин після їх тверднення ґрунт (або інший матеріал) втрачає дисперсність, набуває монолітність і міцність. При цьому формуються однорідні просторові структури (кристалізаційні, коагуляційні або конденсаційні), істотно відмінні своїми структурно-механічними властивостями. При комплексних методах зміцнення ґрунтів, що поєднують оптимальну добавку двох в'язучих або в'язучих і поверхнево-активних, або активних речовин, формуються складні просторові структури сумісної (мозаїчної) будови.

Враховуючи фізичні і механічні властивості закріплених ґрунтів і область використання їх в конструктивних шарах дорожнього одягу, різноманітні просторові структури, що зумовлюють властивості матеріалу, доцільно об'єднати в три групи структур (табл. 13.1).

Багато комплексних методів зміцнення ґрунтів, що базуються на використуванні двох в'язучих матеріалів або одного в'язучого в поєднанні з добавкою поверхнево-активних речовин, є досить ефективними для зміцнення ґрунтів багатьох видів, особливо для тонкодисперсних важких суглинків і глин.



Групи і типи просторових структур

Групи структур	Типи структур	В'язучі матеріали і інші речовини, що обумовлюють тип структури
I	Кристалізаційна	Портландцемент та інші види цементів, вапно, мелені доменні та інші шлаки
	Коагуляційно-кристалізаційна	Бітуми та гудрони в емульгованому вигляді або сирі нафти + цементи, або вапно, активні шлаки
	Конденсаційно-кристалізаційна	Синтетичні смоли або ПАР гідрофобного типу + цементи, або вапно, активні шлаки
II	Коагуляційна	Бітуми, дьогті або сирі нафти з добавкою, або без добавки ПАР
	Кристалізаційно-коагуляційна	Цементи або вапно, або активні шлаки + бітуми, дьогті, або сирі нафти
	Конденсаційно-коагуляційна	Синтетичні смоли + бітуми або гудрони в емульгованому вигляді, або сирі нафти
III	Конденсаційна	Синтетичні смоли (карбамідні і ін.) з добавкою або без добавки ПАР
	Кристалізаційно-конденсаційна	Цементи або вапно + синтетичні смоли з добавкою, або без добавки ПАР
	Коагуляційно-конденсаційна	Бітуми або гудрони в емульгованому вигляді, або сирі нафти + синтетичні смоли з добавками, або без добавки ПАР

Дослідження, що були проведені в науково-дослідних організаціях, показали, що процеси, які відбуваються при зміцненні ґрунтів, досить різноманітні і залежать від властивості ґрунту, застосованих в'язучих і інших реагентів. Ці процеси можуть бути: хімічними – утворення нерозчинних у воді з'єднань і гелів, гідроліз і гідратація мінеральних в'язучих речовин, полімеризація; фізико-хімічними – іонний обмін, незворотня коагуляція, мікроагрегація; фізичними і механічними – роздрібнення, перемішування і ущільнення ґрунту, що сприяє більш тісному контакту їх частинок як між собою, так і з речовинами, що вводяться в ґрунт, внаслідок



чого в значній мірі посилюються хімічні і фізико-хімічні процеси взаємодії в зоні контакту частинок ґрунту і в'язучих матеріалів.

Правильне і оптимальне взаємне поєднання цих процесів і їх посилення дією поверхнево-активних та інших речовин забезпечують корінну зміну природних властивостей ґрунту з поданням йому монолітності, міцності, водостійкості і морозостійкості

### **13.2. Поліпшення властивостей ґрунтів введенням добавок і ущільненням**

Численні польові спостереження за станом ґрунтових доріг, показали, що при відомих співвідношеннях в ґрунті гравієвих (або щебенистих) і піщаних, пілуватих і глинистих частинок він набуває достатню стійкість. Такий ґрунт прийнято називати оптимальним за зерновим складом.

В ґрунтах оптимального зернового складу гравієві або щебенисті і піщані частинки служать скелетом, що сприймає на себе головну частину зовнішніх дій в період інтенсивного зволоження ґрунту. Пілуваті частинки у складі оптимального ґрунту служать заповнюючим матеріалом, оскільки вони внаслідок невеликих розмірів розміщуються в порах ґрунту, що утворені більш крупними частинками. Значна роль глинистих і більш тонких колоїдних частинок. Володіючи в сухому стані цементуючою здатністю, вони після ущільнення отримують щільну зв'язку і монолітну масу.

Дослідженнями встановлено, що піщано-глинисті ґрунти або суміші оптимального складу повинні містити піщаних частинок 60...80%, пілуватих – 15...35% і глинистих – 5... 10%.

В практиці дорожнього будівництва у разі невідповідності зернового складу ґрунтів оптимальному часто застосовують гранулометричні добавки. В суглинисті або пілуваті ґрунти звичайно додають гравієві (щебенисті) або піщані частинки, в піщані або гравіюваті ґрунти – суглинисті. При цьому прагнуть забезпечити оптимальний зерновий склад.

При поліпшенні ґрунтів гранулометричними добавками до оптимального складу особливу увагу надають не тільки підбору внесенню гранулометричних добавок і їх перемішуванню, але і обов'язковому ущільненню суміші при оптимальній вологості.



Тільки після ретельного штучного ущільнення до максимальної щільності при оптимальній вологості можуть бути повністю реалізовані всі позитивні якості властиві ґрунтам оптимального зернового складу.

Якнайкраще ущільнення ґрунтів при постійній витраті роботи на одиницю маси ґрунту досягається при її деякій оптимальній вологості. Оптимальна вологість глинистих ґрунтів (супісків, суглинків, глин) приблизно рівна вологості на межі розкочування того ж різновиду ґрунту. Кількості води, що міститься при цьому в ґрунті, достатньо, щоб зменшити тертя між частинками і зволожити мікроагрегати, понизивши при цьому їх міцність і послабити структурні зв'язки між частинками.

Таким чином, під оптимальною вологості ґрунту  $\omega_{\text{опт}}$  слід розуміти ту вологість, при якій можна досягти найбільшої (максимальної) щільності  $\rho_{\text{max}}$ , а отже, і мінімальної пористості ґрунту при певній витраті роботи ущільнюючих механізмів (катки, трамбівки) на ущільнення. Оптимальна вологість і щільність можуть змінюватися у відомих межах, оскільки вони залежать не тільки від навантаження, що ущільнює ґрунт, але і від складу і генезису ґрунту.

Необхідний ступінь ущільнення земляного полотна був встановлений шляхом спостережень за щільністю ґрунтів в старих насипах, що багато років прослужили під інтенсивним рухом. Для різних шарів насипів була нормована різна щільність – найбільша в шарах, що підстилають дорожній одяг, менша в середній частині насипів, що не піддається затопленню високими водами, в якій зберігається практично постійний режим вологості. Щільність повинна відповідати розподілу напружень в насипі від власної ваги ґрунту і навантаження від автомобілів (рис. 13.1).

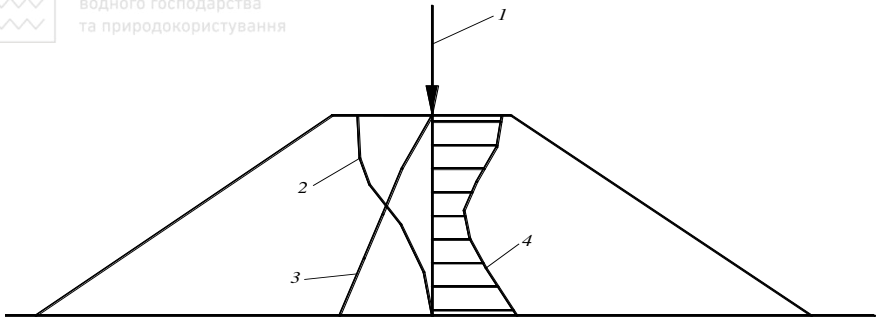


Рис. 13.1. Розподіл тиску від транспортних навантажень і власної ваги ґрунту в земляному полотні: 1 – навантаження; 2 – епюра від зовнішнього навантаження; 3 – епюра напружень від власної ваги ґрунту; 4 – сумарна епюра напружень

Для встановлення оптимальної вологості і максимальної щільності ґрунту в насипах і штучних основах дорожніх одягів, виконують дослідження в спеціальних приладах, що були розроблені СоюздорНДІ (рис. 13.2).

Зразок ґрунту ущільнюють пошарово, три рази в циліндрі об'ємом 1 л, ударами вантажом масою 2,5 кг, що падає по стрижню з висоти 30 см. Кожний шар ущільнюють 10 ударами вантажу, при цьому стрижень трамбівки необхідно утримувати у вертикальному положенні. Після ущільнення визначають щільність вологого зразка ґрунту, його вологість і розрахунком встановлюють щільність сухого ґрунту (див. розділ 3.2). Випробування проводять при декількох вологостях, додаючи в зразок після кожного циклу воду з розрахунку збільшення вологості на 1...2% для піщаних і гравієвих ґрунтів та на 2...3% для глинистих ґрунтів до тих пір, поки не буде перевищена оптимальна вологість і щільність не почне зменшуватися. Про припинення ущільнення ґрунту судять як за зменшенням щільності вологого ґрунту, так і по його консистенції. З переходом інтервалу оптимальної вологості ґрунт набуває м'якопластичний стан.

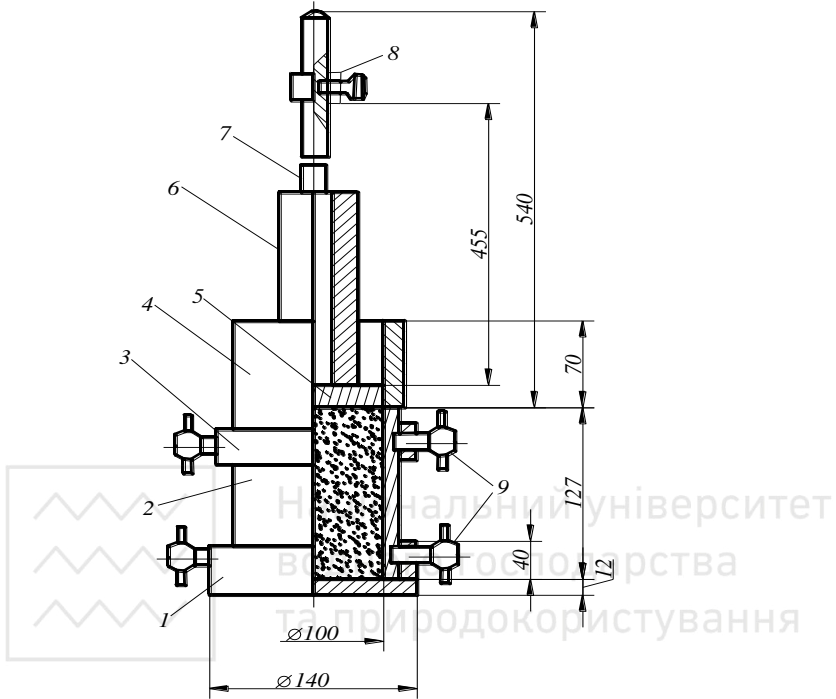


Рис. 13.2. Прилад СоюздорНДІ для стандартного ущільнення ґрунтів: 1 - дно; 2 – роз'ємний циліндр об'ємом 1000 см<sup>3</sup>; 3 – кільце; 4 – насадка; 5 – ковадло; 6 – вантаж масою 2,5 кг; 7 – направляючий стрижень; 8 – обмежувальне кільце; 9 – затискні гвинти, що закріплюють роз'ємний циліндр 2

На підставі одержаних даних будують криву залежності щільності сухого ґрунту від вологості. За максимальну щільність ґрунту приймають найбільше значення щільності сухого ґрунту, а відповідну цій щільності вологість приймають за оптимальну вологість  $\omega_{\text{опт}}$  (рис. 13.3).

Слід зазначити, що при будь-яких методах зміцнення ґрунтів заключною і обов'язковою для виконання технологічної операцією є ущільнення готової суміші до максимальної щільності при відповідній для даної суміші оптимальній вологості.

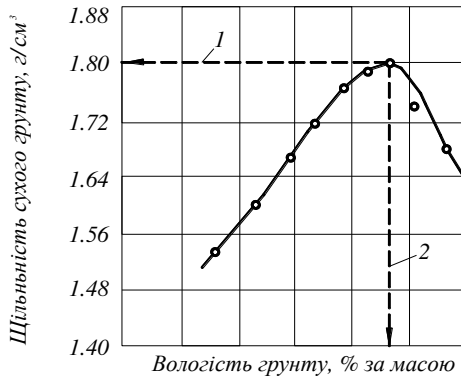


Рис. 13.3. Крива щільності вологості для суглинистого ґрунту: 1 – максимальна щільність сухого ґрунту, 2 – оптимальна вологість ущільнення

### 13.3. Зміцнення ґрунтів мінеральними в'язучими матеріалами

**Зміцнення цементом.** Як показує вітчизняний і зарубіжний досвід дорожнього і аеродромного будівництва останні 30 років, для зміцнення різноманітних ґрунтів з великим успіхом можуть застосовуватися мінеральні в'язучі: цементи і вапно, мелені гранульовані шлаки і інші речовини. Особливо великий ефект виходить при зміцненні ґрунту портландцементом.

В даний час в результаті експлуатації доріг і лабораторних досліджень встановлена сприятлива дія цементу або вапна на фізико-механічні властивості ґрунтів найрізноманітнішого генезису і зернового складу.

Як відомо, основну частину портландцементу (70...75%) складають силікати кальцію, які при замочуванні водою перетворюються на нові з'єднання (гідросилікати кальцію, гідрат окису кальцію), що володіють великою цементуючою здатністю.

При обробці ґрунту цементом процеси гідратації, а також інші хімічні реакції посилюватимуться або сповільнюватимуться залежно від хімічного і мінерального складів цементу, природи ґрунту і його фізико-хімічного стану у момент обробки. Так, при





зміцненні портландцементом дерново-підзолистих ґрунтів процеси гідратації і твердіння цементу під дією кислого середовища і за наявності рухомих гумусованих речовин дуже сповільнюватимуться, внаслідок чого міцність цементоґрунту буде досить незначною. При зміцненні карбонатних ґрунтів, наприклад, карбонатних супіщаних або суглинистих лесів завдяки наявності в розчині іонів кальцію і слабого лугового середовища процеси гідратації і твердіння цементу проходить досить інтенсивно. Значний вміст (більш 3%) в ґрунтах легкорозчинних солей (сірчаноокислого натрію, сірчаноокислого магнію) шкідливо впливає на міцність цементоґрунту. Шкідливу дію, наприклад, сірчаноокислих солей можна уникнути добавкою вапна. В кислі ґрунти для уникнення їх кислотності вносять добавку вапна або вуглекислого натрію.

Приведені вище приклади свідчать про те, що речовини, котрі входять до складу ґрунту, можуть надавати позитивну або негативну дію на твердіння цементоґрунту. Фізико-механічні властивості ґрунтів, укріплених цементом, різко відрізняються від первинних властивостей необроблених ґрунтів і залежно від дозування і активності характеризуються різними показниками.

**Комплексне гідрофобне зміцнення ґрунту.** Не дивлячись на високу механічну міцність і водостійкість, ґрунти, що закріплені цементом, володіють відносно великою вологомісткістю і залишковою пористістю, що є негативною властивістю цього матеріалу.

З метою поліпшення структурно-механічних властивостей цементоґрунту розроблений комплексний метод зміцнення ґрунтів, що поєднує добавку двох в'язучих речовин: портландцементу і бітумної емульсії. При комплексному зміцненні ґрунту цементом і бітумною емульсією протікають два процеси, взаємно доповнюючих один одного. В результаті цих процесів закріплені ґрунти стають водонепроникними і незмочуваними (гідрофобними). При цьому слід зазначити, що витрата цементу набагато знижується, а морозостійкість гідрофобного цементоґрунту завдяки наявності бітуму різко збільшується.

Для твердіння і гідратації цементу необхідний певний вміст вологи в оброблюваному ґрунті – не менше оптимальної вологості ущільнення ґрунту. Для розпаду бітумної емульсії і виділення з неї



бітуму, частинки ж цементу, одержуючи воду, необхідну для протікання процесів гідратації цементу в оптимальних умовах, і зв'язуючи її хімічно, забезпечують тим самим умови для максимального прояву в'язучих властивостей як бітуму, так і цементу.

**Зміцнення вапном.** Разом з використанням портландцементів, шлакопортландцементів, пуццоланових та інших видів цементу для зміцнення ґрунту застосовують вапно як в погашеному, так і в непогашеному вигляді. Зміцнення ґрунтів вапном має багато загального з процесом обробки їх цементом. Проте властивості вапна надають відомі особливості як властивостям ґрунтово-вапняних сумішей, так і способам їх приготування і укладання в покриття або основу.

Як відомо, вапно є повітряним в'язучим. При зміцненні ж глинистих ґрунтів воно вступає в хімічну і фізико-хімічну взаємодію з тонкодисперсними частинками ґрунту і набуває властивостей гідралічного в'язучого. З цієї причини вапном закріплюють, як правило, суглинки або глини і лише в окремих випадках важкі пілуваті супіски.

Дослідженнями встановлено, що вапно, так само як і цемент, додає глинистим ґрунтам водостійкість і підвищує їх механічну міцність у вологому стані, проте ступінь міцності ґрунту, закріпленого вапном, дещо нижче, ніж при добавці в ґрунт портландцементу.

При зміцненні глинистого ґрунту вапном (так само як і при добавці цементу) його ретельно замочують і зволожують, а потім суміш ущільнюють до максимальної щільності. Процес затвердіння вапна розпочинається, з випаровування води і кристалізації гідроксиду кальцію. З часом частина гідроксиду кальцію кристалізується, а також піддається дії вуглекислоти повітря і перетворюється на вуглекислий кальцій (відбувається процес карбонатизації).

Проте найбільша частина гідроксиду кальцію зразу ж активно взаємодіє з кремнеземними і алюмосилікатними з'єднаннями оброблюваного ґрунту і вступає у фізико-хімічну взаємодію з тонкодисперсною частиною ґрунту. В результаті цього формуються нові цементуючі речовини, в основному гідросилікати і гідроалюмінати, що роблять ґрунт більш міцним. Ці процеси



розвиваються і надалі, завдяки чому з часом відбувається збільшення міцності закріпленого ґрунту.

Для поліпшення умов твердіння і прискорення його при зміцненні ґрунту вапном додають невелику кількість хлористого кальцію, сірчаноокислого натрію, рідкого скла або інших активних речовин.

**Зміцнення ґрунтів шлаками.** В даний час велике народногосподарське значення набувають методи, які забезпечують ефективне використання в будівельних цілях побічних продуктів і відходів промислових підприємств. Для зміцнення ґрунтів різного складу досить перспективним є використання шлаків теплових електростанцій. Ці шлаки виходять при спалюванні бурого вугілля, сланців або торфу і характеризуються високою дисперсністю. При сухому відборі і сухому видаленні шлаки в деяких випадках є повільно твердіючим гідравлічним в'язучим. Залежно від наявності в'язучих властивостей шлаки для зміцнення ґрунтів їх застосовують або як самостійне в'язуче, або як активну добавку в поєднанні з добавкою цементу або вапна.

Шлаки використовуються для зміцнення піщано-гравієвих сумішей, пісків, супісків або суглинків за умови, що вони відповідають встановленим технічним вимогам.

### **13.4 Зміцнення ґрунтів органічними в'язучими матеріалами**

Широке застосування одержало зміцнення різних ґрунтів добавками в'язкого або рідкого бітуму, або кам'яновугільного дьогтю. В'язкі бітуми застосовують у вигляді бітумних емульсій або паст. Рідкі повільно застигаючі або середньозастигаючі бітуми різних марок, відмінні між собою за в'язкістю і хімічним складом, а також рідкі кам'яновугільні дьогті застосовують звичайно в підігрітому вигляді.

Згідно дослідженням М. М. Філатова, взаємодія ґрунту з в'язучим органічним матеріалом зводиться в основному до трьох явищ: 1) адсорбції (поглинання) деяких складових частин в'язучого матеріалу поверхнею тонкодисперсних частинок; 2) склеюванню окремих частинок і агрегатів ґрунту в'язучим матеріалом; 3) механічному заповненню ґрунтових пор в'язучим матеріалом.



Встановлено, що ґрунти, котрі закріплені бітумними (або дьогтьовими) матеріалами, мають агрегатно-коміркову будову, що утворюється внаслідок нерівномірного розподілу в'язучих речовин в ґрунті, а також наявність замкнутих мікропор, наповнених повітрям.

В'язучі речовини, як показують мікроскопічні спостереження, розподіляються в масі ґрунту, обволікаючи головним чином глинисті агрегати, на поверхні яких утворюються особливі глинисто-бітумні з'єднання. В результаті виходить монолітна маса ґрунту, склеєна плівками; створюючими в одних випадках тонку сітку, а в інших хлопковидні скупчення з глинисто-бітумінозних речовин.

В результаті зміцнення ґрунтів органічними в'язучими матеріалами у властивостях ґрунтів відбуваються корінні зміни, що сприятливо впливають на стійкість їх в дорожніх спорудах. Фізико-механічні властивості оброблених ґрунтів значною мірою зумовлюються їх зерновим складом. Проте при цьому досить суттєву роль грають також генетичний тип ґрунту і фізико-хімічний стан його глинисто-колоїдних фракцій.

Для підвищення міцності, водостійкості і теплостійкості застосовують комплексне зміцнення ґрунтів рідким бітумом і вапном, бітумною емульсією і цементом або вапном, розрідженим бітумом і вапном. Комплексні методи зміцнення ґрунтів, що поєднують дію на ґрунт добавок в'язучого матеріалу (бітуму, дьогтю, цементу) і активних добавок (вапна і ін.), розширюють область застосування закріплених ґрунтів. Використовування бітумної емульсії з добавками цементу або вапна дозволяє працювати при зниженій температурі повітря і підвищеної вологості ґрунту.

При зміцненні ґрунтів бітумними матеріалами, так само як і при зміцненні їх цементом або вапном, обов'язково виконуються наступні технологічні операції: роздрібнення ґрунту, внесення добавок в'язучого матеріалу, перемішування його з ґрунтом, зволоження суміші до оптимальної вологості (у разі потреби), розміщення обробленого ґрунту і ущільнення його до максимальної щільності. Слід зазначити, що оптимальна вологість суміші, що вимагається для ущільнення її до максимальної щільності, при



добавці в'язкорідких матеріалів (бітуму, дьогтю), приблизно в два рази менша ніж при добавці цементу або вапна.

Роботи виконують спеціальні механізовані загони з використанням дорожніх фрез, однопрохідних ґрунтозмішувачих машин та інших машин для доставки в'язучих матеріалів, активних добавок і ущільнення суміші.

Дорожнє і аеродромне будівництво пов'язано з широким використанням ґрунтів і часто ставить перед спеціалістом складні питання, що ще далеко не вирішені повною мірою, наприклад, створення стабільного водно-теплового режиму в змінних погодно-кліматичних умовах, забезпечення стійкості ґрунтів при багаторазових короткочасових навантаженнях і т.п.

Основи ґрунтознавства і механіки ґрунтів викладені в об'ємі, що відповідає вимогам і можливостям навчального плану підготовки спеціалістів з будівництва доріг і аеродромів. Включені в навчальний посібник матеріали відображають сучасний рівень розвитку науки і техніки. Проте ґрунтознавство і механіка ґрунтів не є консервативними, цілком сформованими, навчальними дисциплінами з чітко окресленими межами. Вони весь час поповнюються на основі досягнень природно-історичних і фізико-математичних наук і досвіду експлуатації зведених споруд. В своїй практичній діяльності спеціаліст не може обмежуватися відомостями, що викладені в навчальному посібнику. Йому необхідно доповнювати свої знання, спостерігаючи за новими досягненнями науки про ґрунти, удосконалюючи свою підготовку і розширюючи свій інженерний кругозір.

### ***Питання для самоконтролю***

1. Які основні принципи і методи закріплення ґрунтів?
2. У чому суть методу поліпшення ґрунтів різноманітними гранулометричними добавками з подальшим ущільненням?
3. Як виконується ущільнення ґрунтів на прикладі СоюздорНДІ?
4. Охарактеризуйте метод зміцнення ґрунтів цементом.
5. Які фізико-хімічні процеси відбуваються при зміцненні ґрунтів вапном і шлаками?
6. Дайте характеристику зміцнення ґрунтів органічними в'язучими.



## Предметний покажчик

Алювіальні ґрунти 85	Закон горизонтальних ґрунтових зон 92
Ареометричний метод 25	Закон вертикальних ґрунтових зон 92
Алюмосилікати 11	Зв'язність ґрунтів 39
Болота 86	Кальцит 12
Водонасчений ґрунт 50	Кварц 12
Водопроникність ґрунтів 63	Каолініт 13
Вологість ґрунтів 35	Коагуляція 16
Вологість оптимальна 240	Колоїдні частки 10
Гіпс 13	Компресійна крива 105
Гідрослюди 14	Консолідація ґрунтів 230
Гумус 15	Коефіцієнт
Гравійні частки 22	-неоднорідності 27
Глинисті частки 23	-пористості 34
Границя текучості 36	-фільтрації 66
Границя розкочування 36	-Пуассона 100
Ґрунт	Класифікація ґрунтів 77
-скельний 78	Леси 84
-напівскельний 78	Липкість ґрунтів 40
-дисперсний 78	Монтморилоніт 14
-великоуламковий 78	Мінерали 10
-заторфований 79	Мінерали глинисті 13
Глини 31	Модель напівпростору 150
Дисперсність ґрунтів 9	Модель шару кінцевої товщини 150
Деформація ґрунту 98	Моренні відкладення 83
Деформації	Мул 78
-пружні 106	Набухання ґрунтів 42
-залишкові 106	Напруження
Жорсткості 86	-вертикальні нормальні 159
Елювіальні ґрунти 85	-горизонтальні нормальні 159
Зерновий склад ґрунту 23	-дотичні 159
Зміцнення ґрунтів	-головні 167
-цементом 243	Одометри 106
-вапном 245	Осідання ґрунтів 221
-шлаками 246	Опір ґрунту зсуву 124
-органічними в'язучими 246	
Зовнішні ознаки ґрунтів 89	



Поглиняльна здатність  
ґрунтів 18  
Пластичність ґрунту 36  
Поровий тиск 59  
Показник консистенції 39  
Пористість ґрунту 34  
Польові шпати 12  
Пептизація 16  
Розрахунок осідання 227  
Розрахунок стійкості  
укосів 214  
Сапропель 79  
Стабілометри 107  
Стискання ґрунтів 100  
Слюда 12  
Структура ґрунтів 20  
Супісок 30  
Суглинки 30  
Тиксотропність ґрунтів 17  
Теплові властивості ґрунтів 71

Торф 15  
Усадка ґрунтів 43  
Ущільнення ґрунтів 241  
Фільтрація ґрунтів 66  
Форми зв'язків води у ґрунті 45  
Флювіогляціальні відкладення  
84  
Цементоґрунт 243  
Частинки колоїдні 10  
Частки гравійні 22  
Частки піщані 22  
Частки пилуваті 23  
Частки глинисті 23  
Число пластичності 36  
Чорноземи 94  
Шпати польові 11  
Щільність ґрунту 33  
Щільність часток ґрунту 32  
Щільність сухого ґрунту 34

## Список рекомендованої літератури

1. Бабков, В. Ф. Основы грунтоведения и механика грунтов [Текст] / В. Ф. Бабков, В. Ф. Безрук. – М.: Высш. шк., 1986 – 239 с.
2. Березанцев, В. Г. Расчет оснований сооружений [Текст]. – М., 1960. – 265с.
3. Власюк, А. П. Експериментальні дослідження деяких параметрів фільтрації сольових розчинів в піщаних грунтах [Текст] / А. П. Власюк, М. Т. Кузло // Міжвідомчий тематичний науковий збірник. – К., 2001. вип. с.139 – 145
4. Гольдштейн, М. Н. Механические свойства грунтов [Текст]. – М., 1971. – 321с.
5. Гончарова, Л. В. Основы искусственного улучшения грунтов [Текст]. – М., 1973. – 348с.
6. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності [Текст].
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Грунти. Класифікація [Текст].
8. Сергеев, Е. М. Грунтоведение [Текст] / Е. М Сергеев, Г. А. Голодковская, Р. С. Зиангиров. – М., 1983. – 365с.
9. Кузло, М. Т. Дослідження впливу концентрації сольових розчинів на деформаційні характеристики грунтів [Текст] / М. Т. Кузло, І. А.Філатова // Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво. Зб. наукових праць. Вип. 31. – Рівне: НУВГП, 2007. С 175 – 182.
10. Зеленин, А. Н. Машины для земляных работ (Основы теории разрушения грунтов, моделирование процессов, прогнозирование параметров) [Текст] / А. Н. Зеленин, В. И. Баловнев, И. П. Керов. – М., 1975.
11. Ломтадзс, В. О. Инженерная геология. Специальная инженерная геология [Текст]. – Л., 1973. – 440с.
12. Маслов, Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии [Текст]. – М., 1983. – 560с.
14. Тейлор, Д. Основы механики грунтов [Текст]. – М., 1961. – 251с.
15. Терцаги, К. Теория механики грунтов [Текст]. – М., 1961.– 340с.
17. Флорин, В. А. Основы механики грунтов [Текст]. – М., 1959. – 280с.
18. Цытович, Н. А. Механика грунтов (краткий курс) [Текст]. – М., 1983. – 320с.