

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**В. А. Александрович,
О. В. Гаврилюк,
Ю. І. Кобзар**

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ І ОСНОВИ ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для студентів усіх форм навчання
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*



**Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2021**

Александрович В. А. Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування : конспект лекцій для студентів усіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / В. А. Александрович, О. В. Гаврилюк, Ю. І. Кобзар ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. – 77 с.

Автори:

канд. техн. наук, доц. В. А. Александрович,
ст. викл. О. В. Гаврилюк,
канд. техн. наук, доц. Ю. І. Кобзар

Рецензенти

Г. М. Левенко, кандидат технічних наук, доцент кафедри механіки ґрунтів, фундаментів та інженерної геології (Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова)

Рекомендовано кафедрою механіки ґрунтів, фундаментів та інженерної геології, протокол № 6 від 16.02.2021.

Конспект лекцій складено з метою допомогти студентам будівельних спеціальностей вишів під час підготовки до занять та іспитів з предмету механіка ґрунтів і основи фундаментобудування.

© В. А. Александрович, О. В. Гаврилюк,
Ю. І. Кобзар, 2021

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 1 МЕХАНІКА ГРУНТІВ.....	5
Тема 1 Загальна характеристика ґрунтів	5
Тема 2 Механічні властивості ґрунтів.	13
Тема 3 Опір ґрунтів зсуву	18
ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 2 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ	22
Тема 4 Міцність ґрунтів	22
Тема 5 Фундаменти мілкового закладання	29
Тема 6 Пальові фундаменти	36
ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3 ФУНДАМЕНТИ У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ.....	43
Тема 7 Особливі ґрунтові умови	43
Тема 8 Засоби підсилення основ та фундаментів.....	57
СПИСОК ДЖЕРЕЛ.....	75

ВСТУП

Цей конспект лекцій розроблено відповідно до робочої програми курсу «Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування» і відповідає вимогам програми підготовки бакалаврів, які навчаються за напрямом «Будівництво».

Завданням дисципліни являється ознайомлення студентів з уявленнями про інженерно-геологічні умови майданчика будівництва; фізичні та механічні властивості ґрунтів, котрі визначаються за допомогою польових та лабораторних випробувань. Визначення типів фундаментів сучасного будівництва.

Теорія і практика поставлених завдань розглядається в даному курсі, який складається з трьох розділів: механіка ґрунтів; основи та фундаменти; фундаменти у складних інженерно-геологічних умовах.

В розділі механіка ґрунтів розглядаються теоретичні основи фундаментобудування, закономірності, що виникають у ґрунтах внаслідок їх навантаження. Вивчаються закони теоретичної та будівельної механіки адаптовані з урахуванням дисперсності та анізотропності ґрунтів.

Розділ основи та фундаменти вивчає прийоми розрахунку, конструювання і спорудження фундаментів залежно від властивостей основ; принципи і методи проведення інженерно-геологічного вишукування та визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів основи.

В розділі фундаменти у складних інженерно-геологічних умовах розглядаються особливі ґрунтові умови (просадочні та набухаючі ґрунти, насипні ґрунти, зсувонебезпечні території та ін.), засоби підсилення основ та фундаментів.

Вивчення матеріалу, викладеного в цьому курсі, дасть змогу майбутнім фахівцям – будівельникам правильно оцінювати і уміти обирати конструктивні рішення фундаментів за результатами інженерно-геологічного вишукування та використовувати підходи при будівництві на територіях із складними інженерно-геологічним умовами.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 1 МЕХАНІКА ГРУНТІВ

Тема 1 Загальна характеристика ґрунтів

Зв'язок між дисциплінами

Механіка ґрунтів як дисципліна активно спирається на ряд курсів. Так теоретична частина курсу значною мірою базується на висновках і положеннях інженерної геології, теоретичної і будівельної механіки. Крім того, під час проєктування фундаментів необхідно вирішувати питання, пов'язані з вибором будівельних матеріалів, технологічних прийомів виконання робіт, з економічною оцінкою розглянутих варіантів.

Основи механіки ґрунтів закладені працями Ж. Буссінеска, Л. Прандтля, К. Терцагі та ін.

До вчених – засновників сучасної школи механіки ґрунтів і фундаментобудування варто зарахувати: В. Р. Березанцева, М. М. Герсєванова, М. І. Горбунова-Посадова, Б. І. Далматова, К. Є. Єгорова, М. В. Малишева, М. М. Маслова, Е. А. Сорочана, В. О. Соколовського, М. О. Цитовича, В. А. Флоріна та ін.

Істотний внесок у розвиток теорії і практики фундаментобудування зробили українські вчені: І. П. Бойко, Ю. Л. Виников, М. Н. Гольдштейн, С. М. Голубков, М. О. Зоценко, Ю. В. Ізбаш, С. М. Клепиков, І. М. Литвинов, І. Я. Лучківський, Н. С. Метелюк, Ю. М. Молюшицький, С. В. Платонов, О. Г. Рудь, О. М. Рижов, С. О. Слюсаренко, Р. В. Чорний, В. Б. Швець, Л. М. Шутенко, П. І. Яковлєв та ін.

Ґрунти – будь-яка гірська порода, що є багатокомпонентною, дисперсною системою, що змінюється в часі і використовується як основа фундаментів будівель і споруд.

У більшості випадків ґрунт складається з трьох компонентів (фаз): твердих мінеральних часток, рідини (води) та газу (повітря). Властивості ґрунтів залежать від співвідношення між цими компонентами. Ґрунт, який

складається з мінеральних часток (мінерального скелету) і пор, частково заповнюються повітрям, а частково водою, є трикомпонентною (трифазною) системою. Якщо всі пори в ґрунті заповнені водою, то виникає двокомпонентна (двофазна) система.

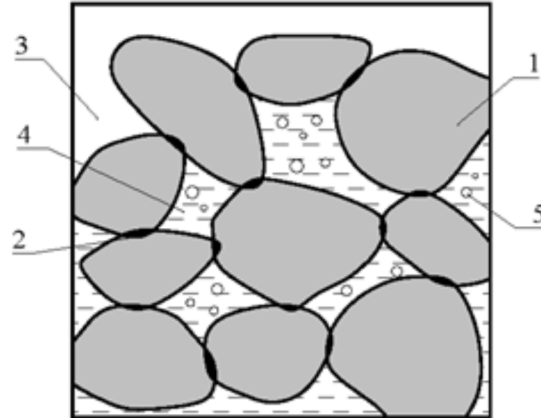


Рисунок 1.1 – Термодинамічна модель ґрунту:

1 – мінеральні частки (тверда фаза); 2 – структурні зв'язки між мінеральними частками; 3 – пори, заповнені газом або паром; 4 – пори, заповнені водою та розчиненим у воді газом; 5 – бульбашки, заповнені газом і паром

Основа – область ґрунтового масиву, що безпосередньо сприймає навантаження від будівлі або споруди, деформуючись при цьому. В основі розрізняють активну зону, або стисливу товщу, у межах якої розвивається основна частина деформацій ґрунту. Керуючись певними правилами, можна знайти нижню межу стискаємої товщі, за межами якої напруги та деформації у ґрунті від зовнішнього навантаження, що передається фундаментом на основу, настільки незначні, що ними можна знехтувати. Відстань від нижньої межі стисливої товщі до підшови фундаменту визначає глибину активної зони. Основи бувають: штучні – ґрунти, які перед будівництвом зміцнюються, і природні – ґрунти природного складання.

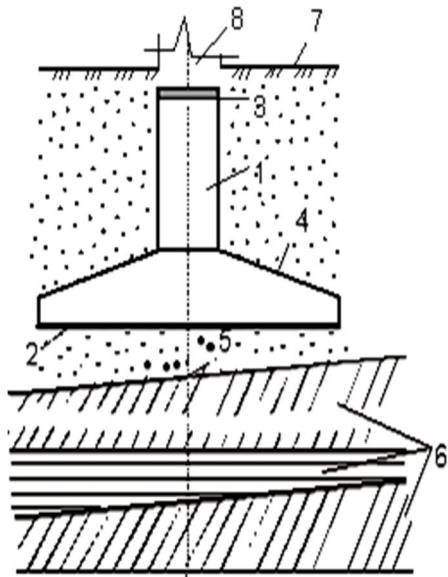


Рисунок 1.2 – влаштування фундаменту неглибокого закладання:

- 1 – фундамент;
- 2 – підшва фундаменту;
- 3 – обріз фундаменту;
- 4 – уступ фундаменту;
- 5 – несучий шар ґрунту – шар, на який опирається фундамент;
- 6 – підстиляючі шари ґрунтів;
- 7 – поверхня землі;
- 8 – надземна конструкція

Фундамент – підземна опорна конструкція, яка служить для передачі навантаження від споруди на ґрунти основ, що залягають на певній глибині від поверхні землі.

Класифікація ґрунтів

Ґрунти підрозділяються на два класи: 1) скельні й 2) нескельні. Перші – практично нестисливі; другі – стисливі (надалі мова буде йти переважно про нескельні ґрунти).

Таблиця 1.1 – Найпростіша класифікація нескельних ґрунтів

Ґрунт	Відсоток вмісту часток менше 0,005 мм	Число пластичності I_p
Пісок	3	–
Супісь	3...10	0,01...0,07
Суглинок	10...30	0,07...0,17
Глина	30	0,17

Для оцінки властивостей дисперсних ґрунтів також, як і гірських порід, досить важливими є поняття про структуру та текстуру ґрунтів.

Структура ґрунту – особливості його будови, обумовлені розмірами і формою часток, характером їх взаємодії один з одним.

Зв'язки між частками:

– водно-колоїдні – в'язкопластичні, м'які, зворотні, обумовлені електромолекулярними силами взаємодії; чим більше води в об'ємі ґрунту, тем слабкіше зв'язок.

– кристалізаційні – тендітні, тверді, незворотні, що виникають внаслідок дії хімічних сил.

Текстура (складання) ґрунтів – просторове розміщення й взаємне розташування часток ґрунтів і їх агрегатів, що характеризує неоднорідність ґрунтової товщі (масиву).

Розрізняють текстури:

- шаруваті (тонко – і грубошарувата, стрічкова);
- злиті (масивна, скритошарувата);
- складні (макропориста, ніздрювата, порфіровидна).

Так, для осадових ґрунтів найбільш характерні масивна та шарувата текстури. Особливе значення текстура має для глинистих ґрунтів. Зокрема, глинисті плоскі за формою частинки можуть утворювати текстурні агрегати, подібні до «карткової хатинки» (рис. 1.3, а).

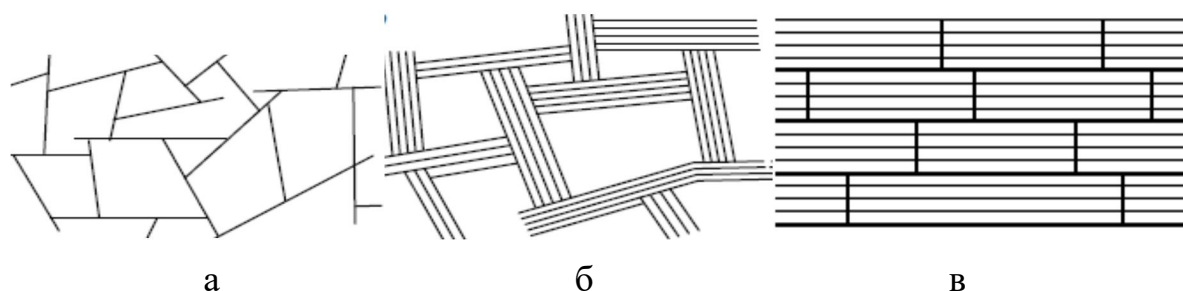


Рисунок 1.3 – Моделі текстури глинистих ґрунтів:

а – «карткова хатинка»; б – «книжкова хатка»; в – купкова текстура

Якщо ці агрегати стикаються між собою, то вони утворюють текстуру типу «книжкова хатка» (рис. 1.3, б). Якщо ж вони орієнтуються паралельно та контактують плоскими поверхнями, то утворюється купкова текстура, найбільш щільна й міцна текстура глинистого ґрунту (рис. 1.3, в).

Фізичні характеристики ґрунтів

Належність ґрунту до того чи іншого виду може бути встановлена вже по зовнішніх відмітних ознаках, однак для цілей проектування, як правило, потрібне проведення лабораторних випробувань.

В інженерній практиці прийнято розділяти всі ґрунти на два види – зв'язні й незв'язні. Зв'язні ґрунти – глинисті: – супісь, суглинок, глина; незв'язні – пісок, великоуламкові ґрунти.

Класифікаційні показники:

- речовий склад – зерновий, мінералогічний, вологість, газозміст;
- характеристики фізичного стану;
- щільність для піщаних ґрунтів (незв'язних);
- консистенція й пластичність для глинистих ґрунтів (зв'язних).

Для класифікації піщаних ґрунтів визначається їх гранулометричний склад, пористість і щільність, глинистих ґрунтів – їх пластичність.

Пластичність – здатність ґрунту деформуватися під дією зовнішніх механічних зусиль без розриву суцільності та зберігати отриману форму після зняття навантаження.

Ідентифікаційний показник I_p – число пластичності.

$$I_p = w_L - w_p$$

де w_L – вологість ґрунту на границі текучості (верхня межа пластичності) – коли ґрунт із пластичного стану переходить у текуче;

w_p – вологість ґрунту на границі розкочування (нижня межа пластичності), коли ґрунт із пластичного стану переходить у тверде;

$I_p < 0,07$ – супісь; $I_p = 0,07 - 0,17$ – суглинок; $I_p \geq 0,17$ – глина.

Консистенція – це густина й в'язкість ґрунтів, що обумовлюють їх здатність опиратися пластичній зміні форми та залежні як від кількісного співвідношення твердих часток і води в одиниці об'єму ґрунту, так і від сил взаємодії між частками. Ідентифікаційна характеристика I_L – показник текучості.

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$$

w – вологість ґрунту в

природному стані;

q_1 – вага твердих часток;

q_2 – вага води;

$10 \rho = \gamma$;

γ – питома вага ґрунту;

ρ – щільність ґрунту

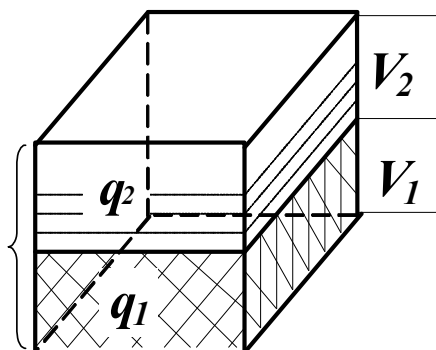


Рисунок 1.4 – Співвідношення об'ємів рідини й сухих часток у ґрунті

Розрізняють ряд консистенцій (станів) при переході від рідких до твердих тіл.

Таблиця 1.2 – Класифікація глинистих ґрунтів за показником текучості

Вид ґрунту	I_L
Супісь: тверда пластична текуча	< 0 $0 \leq I_L \leq 1$ > 1
Суглинки і глини: тверді напівтверді туго-пластичні м'яко-пластичні текуче-пластичні текучі	< 0 $0 \leq I_L \leq 0,25$ $0,25 \leq I_L \leq 0,50$ $0,50 \leq I_L \leq 0,75$ $0,75 \leq I_L \leq 1$ $I_L > 1$

Питома вага ґрунту (γ) – відношення ваги ґрунту, включаючи вагу води в його порах, до займаного цим ґрунтом об'єму.

$$\gamma = \frac{q_1 + q_2}{V_1 + V_2} \left[\frac{\kappa H}{\text{м}^3} \right]$$

Питома вага мінеральних часток ґрунту (γ_s) – відношення ваги сухого ґрунту до об'єму твердої частини цього ґрунту.

$$\gamma_s = \frac{q_1}{V_1} \left[\frac{\kappa H}{\text{м}^3} \right]$$

Питома вага кістяка (сухого) ґрунту (γ_d) – відношення ваги сухого ґрунту до всього об'єму ґрунту.

$$\gamma_d = \frac{q_1}{V} \left[\frac{\kappa H}{\text{м}^3} \right].$$

Природна вагова вологість ґрунту (w) – відношення ваги води в зразку ґрунту до ваги твердих часток.

$$w = \frac{q_2}{q_1}.$$

Коефіцієнт пористості (e) – відношення об'єму пор до об'єму твердих часток у зразку ґрунту.

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{V_2}{V_1}.$$

Таблиця 1.3 – Різновиди пісків за коефіцієнтом пористості

Вид пісків	Коефіцієнт пористості e		
	щільні	середньої щільності	пухкі
Гравелисті крупні, середньої крупності	$e < 0,55$	$e = 0,55 - 0,7$	$e > 0,7$
дрібні	$e < 0,6$	$e = 0,6 - 0,75$	$e > 0,75$
пилуваті	$e < 0,6$	$e = 0,6 - 0,8$	$e > 0,8$

Ступінь вологості (Sr) – відношення природної вологості ґрунту до вологості, що відповідає повному заповненню пор ґрунту водою (w / w_{sat}).

$$Sr = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w}$$

$$Sr = \frac{w}{w_{sat}}$$

$Sr = 0 - 0,5$ – маловологий; $Sr = 0,5 - 0,8$ – вологий; $Sr = 0,8-1$ – насичений водою.

Тема 2 Механічні властивості ґрунтів

Крім загальних закономірностей, яким підпорядковуються суцільні тіла, ґрунти мають ряд особливостей, обумовлених їхньою мінерально-дисперсною природою.

До них відносяться:

- стисливість ґрунтів, яка є наслідком зміни їх пористості i , отже, об'єму під дією зовнішнього навантаження;
- водопроникність, тобто залежність між швидкістю фільтрації води в ґрунті й діючим напором;
- опірність зрушенню, яка обумовлена внутрішнім тертям у незв'язних ґрунтах, тертям і зчепленням у ґрунтах зв'язних.

Усі механічні властивості ґрунтів визначаються в лабораторних або польових умовах.

Стисливість ґрунтів

Полягає в здатності змінювати будову ґрунту під зовнішнім впливом на більш компактне за рахунок зменшення пористості.

Схема компресійного приладу (одометра).

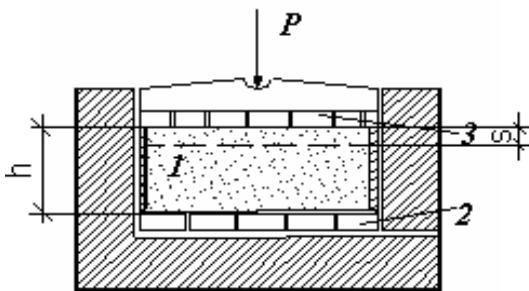


Рисунок 2.1 – Компресійні випробування ґрунтів

- 1 – зразок ґрунту;
- 2 – перфороване днище;
- 3 – перфорований поршень;
- P – вертикальне навантаження

Компресія – стискування ґрунту без можливості бокового розширення.

Визначення показників стисливості ґрунтів виконується шляхом їхнього ущільнення під навантаженням, що ступінчасто прикладається до зразка. Деформація ущільнення триває якийсь час, наприкінці якого в ґрунті, що мав раніше пористість e_0 , встановлюється її значення e_i , що відповідає прикладеному навантаженню p_i , у результаті стиску висота зразка h зменшується на деяку величину s_i (що називається осіданням).

За результатами випробувань будується графік залежності коефіцієнта пористості від навантаження

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = a.$$

У проєктній практиці основною характеристикою стисливості ґрунтів є модуль загальної деформації E_0 – коефіцієнт пропорційності між напруженнями та відносними деформаціями, який виражає відношення стискаючого тиску до відносної деформації стискування (пружною і залишковою). Модуль E_0 визначається за результатами лабораторних і польових випробувань ґрунтів і використовується при розрахунках осідань будівель і споруд.

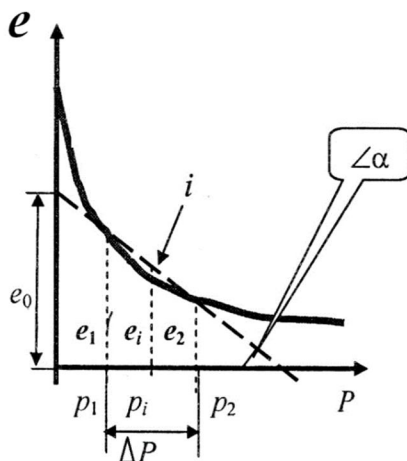


Рисунок 2.2 – Залежність e-p:

a – коефіцієнт стискаємості;

a < 0,005 – ґрунт малостискаємий;

a = 0,005 – 0,05 – ґрунт середнестискаємий;

a > 0,05 (МПа⁻¹) – ґрунт сильностискаємий.

При дослідженнях у лабораторії

$$E_0 = \frac{1 + e_0}{a} \beta,$$

де e_0 – початковий коефіцієнт пористості; β – коефіцієнт, що враховує неможливість бічного розширення ґрунту: $\beta = 0,76$ – для пісків і супісків;

$\beta = 0,63$ – для суглинків; $\beta = 0,42$ – для глин.

За результатами польових досліджень будується графік виду

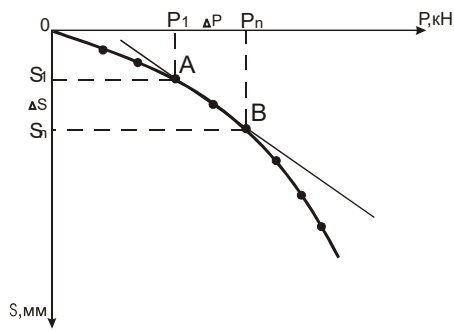


Рисунок 2.3 – Залежність p-s:

s – осад;

P – навантаження

$$E_0 = (1 - \nu^2) k_p k_l D \frac{\Delta p}{\Delta s}$$

ν – коефіцієнт Пуассона (поперечного розширення ґрунту);

$\nu = 0,27$ – великоуламкові ґрунти;

$\nu = 0,30$ – пісок, супісь;

$\nu = 0,35$ – суглинок;

$\nu = 0,42$ – глина.

$$k_p = f\left(\frac{d}{D}\right)$$

d – глибина, на якій проводиться випробування;

D – діаметр штампа;

k_l – коефіцієнт форми штампа (для круглого – $k_l = 0,79$)

$$\Delta p = p_n - p_1$$

Δp – збільшення тиску на штамп;

Δs – збільшення осідання штампку відповідне ΔP .

Вода в ґрунтах. Водопроникність ґрунтів

Властивості води і її види можуть бути досить різноманітні залежно від сил взаємодії з мінеральними частками. Рух води в ґрунті відбувається під впливом різних причин: плівкової – під дією різниці осмотичних тисків, капілярної – різниці сил всмоктування, гравітаційної – різниці напорів води (див. схему).

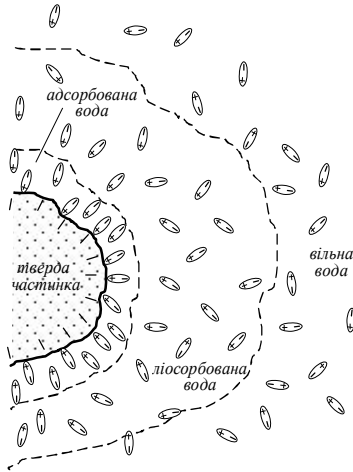


Рисунок 2.4 – Схема взаємодії твердих частинок з водою

Внаслідок дії електромолекулярних сил тяжіння плівки міцно зв'язаной (адсорбованої) води вилучити практично неможливо; рихлозв'язана (ліосорбована) – видаляється при $t^0 = 105^0$.

Сполучені між собою пори обумовлюють водопроникність ґрунтів, яка найчастіше є головним чинником при виконанні робіт по облаштуванню фундаментів.

Якщо лінії руху часток води в потоці ніде не перетинаються, то такий рух називається

ламіна́рним; при наявності ж перетинань і завихрень – турбулентним. Як показує досвід рух вільної води в ґрунтах – ламина́рний.

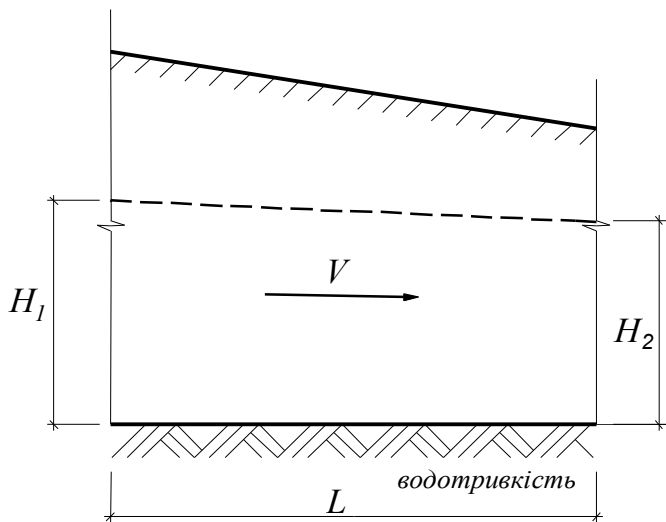


Рисунок 2.5 – Ламінарний рух

$$i = \frac{H_1 - H_2}{L}$$

За законом Д'арси:

$$Q = k_{\phi} A i t,$$

де Q – об'єм води;

k_{ϕ} – коефіцієнт

фільтрації; $k_{\phi} = \frac{Q}{A i t}$,

де A – площа поперечного перерізу ґрунту;

i – гідравлічний градієнт (ухил);

t – час фільтрації.

Закон ламина́рної фільтрації формулюється так: швидкість фільтрації води в порах ґрунту прямо пропорційна гідравлічному градієнту.

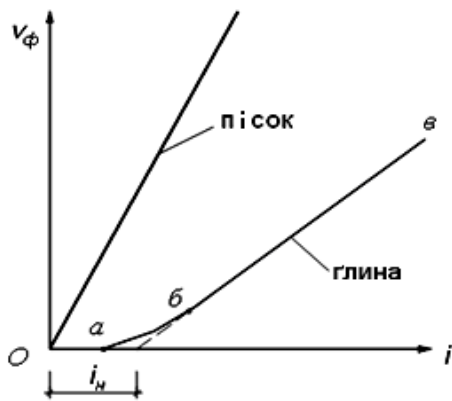


Рисунок 2.6 – Залежність V_{ϕ} - i

$$v_{\phi} = k_{\phi} (i - i_H)$$

i_H – початковий градієнт

$v_{\phi} = k_{\phi} i$ – швидкість фільтрації

$k_{\phi} = 10^{-2} - 10^{-3}$ – для піщаних ґрунтів;

$k_{\phi} = 10^{-3} - 10^{-7}$ – для супісків і суглинків;

$k_{\phi} < 10^{-7}$ – для глин.

Зважуюча дія води

При визначенні навантаження від власної ваги ґрунтового скелета необхідно знати його питому вагу γ_{sb} , який дорівнює вазі часток, що містяться в одиниці об'єму ґрунту, за вирахуванням ваги витісненої ними води.

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + l},$$

$$\gamma_{sb} = \gamma - \gamma_w,$$

де γ_{sb} – питома вага обводненого ґрунту.

Модель стискування ґрунтової маси

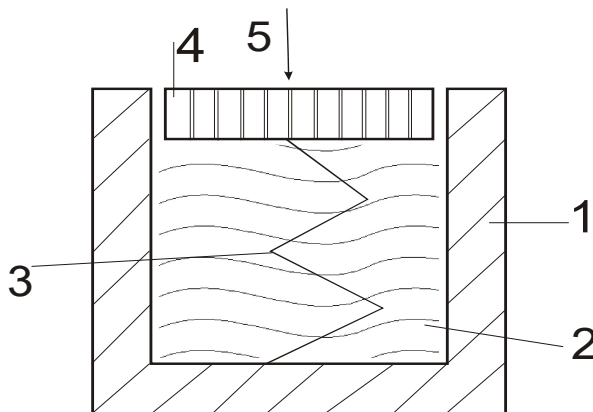


Рисунок 2.7 – Модель стискування ґрунтової маси:

- 1 – ванна;
- 2 – вода;
- 3 – пружина (скелет ґрунту);
- 4 – перфорований поршень;
- 5 – навантаження

Тиск у поровій воді створює напір, внаслідок чого виникає фільтрація, і цей тиск називається нейтральним (p_w).

Тиск у скелеті ґрунту ущільнює й зміцнює його, і називається ефективним тиском (p_w).

Повний тиск у зразку дорівнює сумі цих тисків $p_z + p_w = p$.

Тема 3 Опір ґрунтів зсуву

Залежно від характеру зовнішніх механічних впливів виділяють декілька типів руйнування ґрунтів: при руйнуванні під дією дотичних навантажень – зсув, при стисканні – роздавлювання, при розтягуванні – розрив.

У практиці інженерно-геологічних досліджень найбільш поширені випробування ґрунтів на зсув.

При дії зовнішнього навантаження на ґрунт ефективні тиски можуть перевершити міцність внутрішніх зв'язків між частками ґрунту що приведе до ковзання одних часток щодо інших і, в остаточному підсумку, до порушення суцільності ґрунту. У зв'язку з тим, що процес тертя відбувається в середині ґрунту, його називають внутрішнім тертям Дослідження показують, що опір зсуву незв'язних ґрунтів є тільки опір тертю, прямо пропорційне зовнішньому тиску, опір же зсуву зв'язних ґрунтів підсумовується з опору тертю й сил зчеплення, які залежать від ущільнюючих тисків.

Кут внутрішнього тертя ϕ та питоме зчеплення c , які є параметрами залежності, безпосередньо використовуються в інженерно-геологічних розрахунках, головним чином, при оцінці стійкості укосів та схилів.

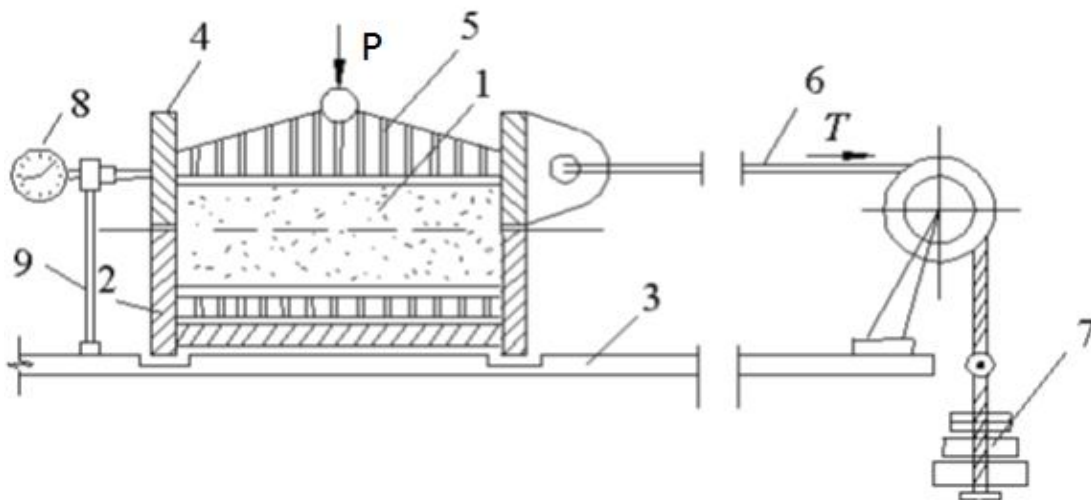


Рисунок 3.1 – Схема одноплощинного зсувного приладу:

- 1 – зразок ґрунту; 2 – нерухома половина обойми; 3 – станина; 4 – рухлива частина обойми; 5 – привантажний штамп; 6 – горизонтальна тяга; 7 – вантажі;
8 – індикатор переміщення; 9 – стійка; N – ущільнюючий тиск;
T – зсувне зусилля

Якщо провести декілька дослідів із одним ґрунтом за різних вертикальних навантажень ($P_1 < P_2 < P_3$), тоді за деяких значень T і спостерігатиметься безперервне наростання горизонтальних зміщень рухливої частини обійми. Результати дослідів можна представити у вигляді залежності, поданій на рисунку 3.2.

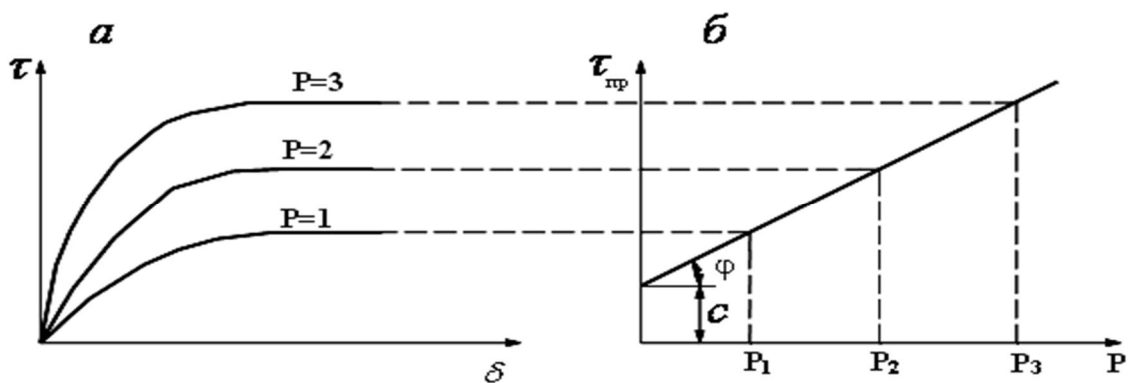


Рисунок 3.2 – Залежність P- τ

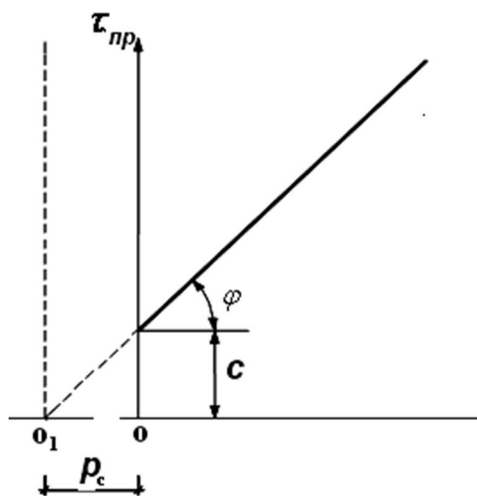


Рисунок 3.3 – Обробка результатів випробувань

τ_{np} – граничний опір зсуву ґрунту
 $\tau_{np} = p_i \operatorname{tg} \varphi$ (незв'язний ґрунт)
 $\tau_{np} = c + p_i \operatorname{tg} \varphi$ (зв'язний ґрунт)
 $\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт тертя ґрунту
 φ – кут внутрішнього тертя
 c – питоме зчеплення ґрунту
 p_c – тиск зв'язності

Поняття про напруження в ґрунтовому масиві

Напруження в ґрунті необхідно знати, щоб визначати в розрахунках величину можливої деформації. Це пряма задача в механіці ґрунтів. По характеру формування напруженого стану в ґрунтовому середовищі виділяють: напруження від власної ваги (природній тиск) та напруження від зовнішнього навантаження (додатковий тиск).

Навантаження від споруд й власної ваги ґрунту поширюється вниз і в сторони по ґрунтовому масиву, у зв'язку із чим у точках взаємного контакту

між частками виникають різні сили. Напрямок цих сил різноманітний й залежить від властивостей ґрунту. Систему сил, прикладених до деякого майданчика, можна замінити розподіленим тиском, дотримуючи при цьому умову, щоб їх рівнодіючі збігалися по величині й напрямку; тоді тиск від розподіленого навантаження, що приходить на одиницю площі, буде визначати собою напруження на цьому майданчику.

Напруження в ґрунтах від власної ваги

Вертикальні напруження, що виникають у ґрунтовому масиві від власної ваги ґрунту (природній тиск), є зростаючими пропорційно глибині шару, який розглядається. У зв'язку з цим еюра напружень по глибині однорідного шару ґрунту матиме вигляд трикутника, а при декількох неоднакових шарах буде зображена ламаною лінією (трикутник + трапеції в межах кожного шару ґрунту). Природній тиск по глибині визначають як суму добутків питомої ваги шарів на їх потужність:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i,$$

де σ_{zg} – власне вертикальне напруження в ґрунті (побутові (природні), власні напруження); γ_i – питома вага i -того шару ґрунту; n – кількість шарів; h_i – товщина й потужність i -того шару ґрунту.

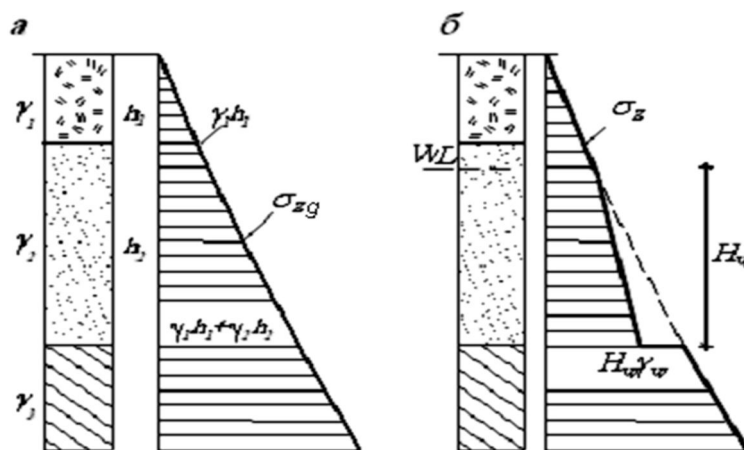


Рисунок 3.4 – Власне напруження в ґрунті

Напруження від зовнішнього навантаження

Напруження у ґрунті від зовнішнього навантаження (додатковий тиск), прикладеного до ґрунтового масиву, наприклад, через підшову фундаменту чи бічну поверхню та вістря палі, передається в ґрунті частинками або структурними агрегатами через точки контакту, розподіляючись за глибиною на все більшу площу. Напруження при цьому зменшуються. Відбувається процес розсіювання або затухання напружень з глибиною й з віддаленням в сторони.

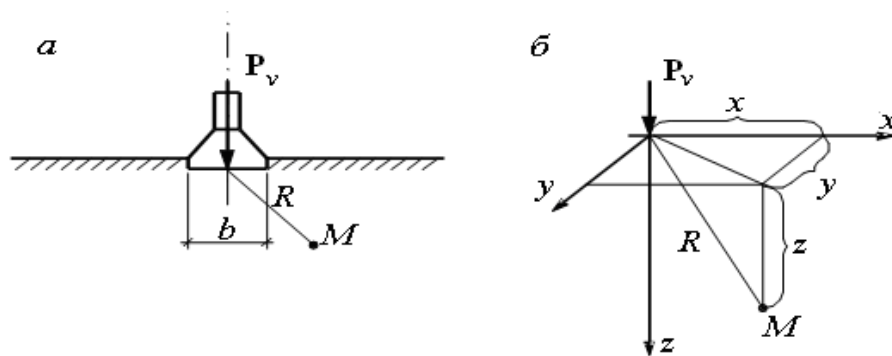


Рисунок 3.5 – Розрахункова схема :

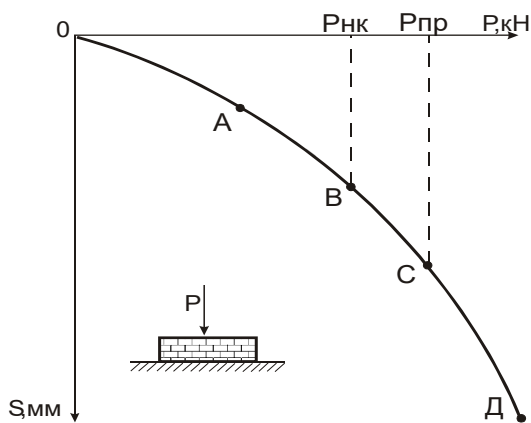
σ_{zp} – напруження від зовнішнього навантаження; $\sigma_{zp} = \alpha p_0$; α – коефіцієнт пропорційності, що враховує зменшення напруження із глибиною (табульований); p_0 – додатковий тиск по підшві фундаменту

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 2 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Тема 4 Міцність ґрунтів

Фази напруженого стану ґрунтів

Нехай на поверхні ґрунту встановлено жорсткий фундамент (рис. 4.1), завантажений навантаженням P . Під дією цього навантаження в масиві ґрунту відбуваються переміщення, величина яких буде збільшуватись по мірі збільшення тиску на ґрунт основи. Графік залежності осідань фундаменту S від тиску P під його підшовою має вигляд (рис. 4.1). На кривій $S = f(P)$ можна виділити чотири ділянки.



$P_{нк}$ – початкове критичне навантаження.

$P_{пр}$ – граничне навантаження.

Рисунок 4.1 – Залежність P - S

Ділянка OA . Поки зовнішнім навантаженням не перевищена структурна міцність ґрунту він зазнає тільки пружних деформацій, які відновлюються після зняття навантаження. Ця фаза напруженого стану ґрунту зветься фаза пружних деформацій.

Ділянка AB . Коли навантаження перевищує структурну міцність ґрунту, у основі починають розвиватися деформації, ущільнення. Ця фаза називається фаза ущільнення. У будівельному відношенні вона не представляє небезпеки, оскільки ґрунт отримує більш щільну структуру, а його осідання невеликі. Для практичних цілей залежність між навантаженням і осіданням можна прийняти прямолінійною.

Ділянка ВС. Подальше збільшення навантаження приводить до того, що в окремих точках ґрунту сили внутрішнього опору виявляються недостатніми й між частками спостерігаються прослизання, які формуються в майданчики ковзання й зони зрушень. Так з'являється зона зрушень. Тут осідання значно випереджають ріст навантаження внаслідок чого, залежність між ними здобуває нелінійний характер.

Ділянка СД. При подальшому збільшенні навантаження відбудеться різке осідання фундаменту з випиранням ґрунту нагору й у сторони. На кривій з'являється май же вертикальна крива ділянка СД, так утворюється зона випирання.

Таким чином, четверта фаза абсолютно недопустима для експлуатації будівель і споруд. Вони можуть експлуатуватись в першій і другій фазі (в третій – при умові, що фактичні осідання фундаментів не перевищують їх допустимі значення).

При такому підході розрахунок основ ведеться по двом групам граничних станів:

- по першій групі (по стійкості, по несучій здатності);
- по другій групі (по деформаціях, по осіданням).

До I групі граничних станів відносяться:

- втрата стійкості, форми й положення;
- крихке й в'язке руйнування;
- резонансні коливання;
- надмірні деформації пластичності й повзучості.

До II групі граничних станів відносять: стани, що утрудняють нормальну експлуатацію споруд або, що знижують їхню довговічність внаслідок неприпустимих деформацій, тріщин, коливань і т. д.

Розрахунки за II групою граничних станів проводиться завжди, а по першої – за певних умов. Суть розрахунків полягає у визначення розрахункового опору R (еквівалентного $P_{н.к.}$)

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}],$$

де R – розрахунковий опір ґрунту; γ_{c1} – коефіцієнт умови роботи ґрунту (визначається по табл. ДБН); γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи споруди, що залежить від його конструктивної схеми - жорсткої або гнучкої (та ж табл. ДБН); k – коефіцієнт, що залежить від способу визначення фізико-механічних властивостей (характеристик) ґрунтів; M_γ , M_ϕ , M_c – коефіцієнти несучої здатності основи, що залежать від кута внутрішнього тертя ϕ (див. табл. ДБН); k_z – коефіцієнт, що залежить від розмірів подошви фундаменту; γ_{II} – середньозважене значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту; γ_{II}' – те ж, вище подошви фундаменту. (Цифра II – говорить про те, що розрахунки ведеться за другою групою граничних станів); d_I – глибина закладання подошви фундаменту, що залежить від конструктивної схеми будинку (з підвалом або без нього, типу фундаменту та ін.); d_e – відстань від рівня планування до підлоги підвалу; c_{II} – питоме зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту, b – ширина подошви фундаменту.

Розрахунок основ будівель і споруд за деформаціями полягає в обмеженні деформацій основ такими величинами, які забезпечують нормальну експлуатацію інженерних споруд. Чинний нині нормативний документ ДБН В.2.1-10-2010 «Основи та фундаменти споруд» вимагає при проєктуванні фундаментів обов'язкового виконання умови:

$$S \leq S_u,$$

де S – спільна деформація основи і споруди, обумовлена розрахунком;

S_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди, що регламентуються.

Стійкість ґрунтових масивів

Укос – штучно створена поверхня, що обмежує ґрунтовий масив, виїмку чи насип.

Схил – природний укос.

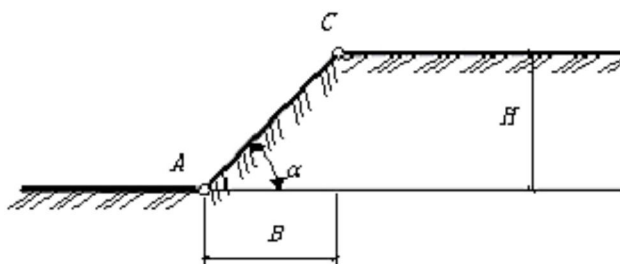


Рисунок 4.2 – Елементи укосу

Для характеристики укосу використовують такі терміни: підосва укосу (рис. 4.2, точка А), бровка укосу (рис. 4.2, точка С), – висота укосу Н, закладання – В. Крутість укосу характеризується кутом нахилу α або його тангенсом $tga = H/B$.

При проєктуванні укосів (схилів) аналізуються два типи завдань:

- оцінка стійкості укосу (схилу);
- визначення оптимальної форми укосу (схилу) при заданому нормативом коефіцієнті стійкості.

Основні причини втрати стійкості:

- влаштування неприпустимо крутого укоса або схилу;
- збільшення зовнішнього навантаження на поверхні укоса (вплив споруд, складування матеріалів поблизу його бровки й т. п.);
- зміна напрямку й величини внутрішніх сил у ґрунтовому масиві (збільшення питомої ваги при зростанні вологості, напроти вплив звужуючій дії води на ґрунт укоса (схилу));
- збільшення гідродинамічного тиску води, що виходить на поверхню укоса;
- динамічний вплив при русі транспорту, забиванні паль, сейсмічних поштовхах.

Нерідко втрата стійкості відбувається внаслідок одночасної дії декількох факторів.

$$k_{st} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi'} = \frac{c}{c'}$$

де k_{st} – коефіцієнт запасу стійкості; c – питома зчеплення; c' – питома зчеплення в граничному стані; $tg\varphi, tg\varphi'$ – відповідно коефіцієнт тертя й коефіцієнт тертя в граничному стані.

Стан граничної рівноваги в деякій точці відповідає такому співвідношенню між напругами й деформаціями, коли найменше порушення цього співвідношення може привести до необмеженого росту пластичних деформацій ґрунту.

Складний напружений стан ґрунтів вивчається за допомогою теорії Кулона-Мора.

Поняття про стійкість укосу в ідеально сипучих ґрунтах ($\varphi \neq 0, c = 0$).

Припустимо, що на укосі знаходиться тверда частинка M (рис. 4.3). Розкладемо вагу частинки G на нормальну до укосу N і дотичну T складові.

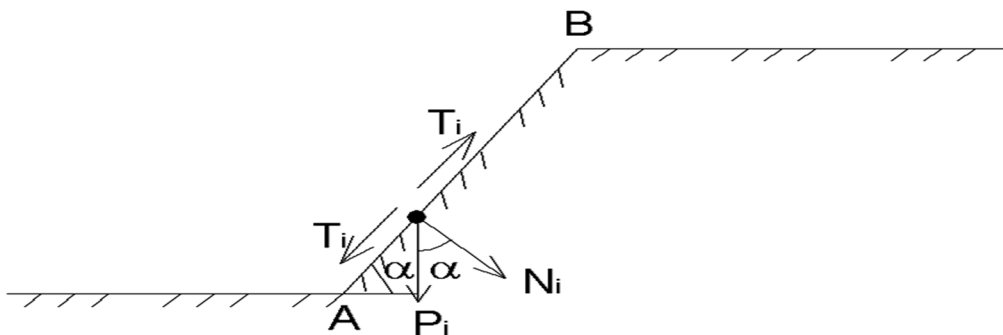


Рисунок 4.3 – Напруги в укосі

$$N_i = P_i \cos \alpha$$

$$T_i = P_i \sin \alpha$$

$$T_i' = P_i \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Умова рівноваги:

$$P_i \sin \alpha - P_i \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha = 0$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi$$

$$\alpha = \varphi$$

Тобто стійкість укосу забезпечена, якщо кут його закладання рівний або менше кута внутрішнього тертя ґрунту.

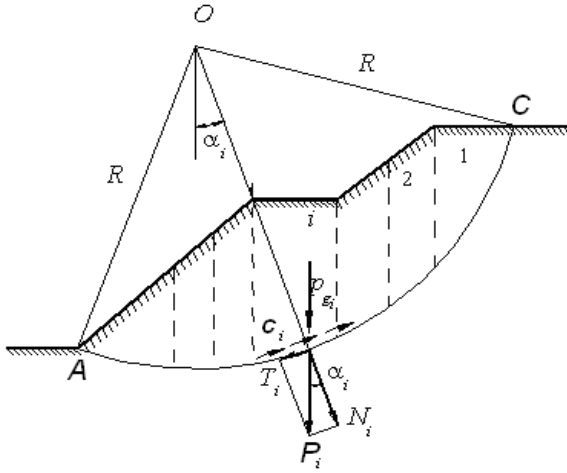
Нормативний коефіцієнт запасу стійкості:

$$K_{st}^H = 1,1 \dots 1,3$$

$$K_{st} \geq K_{st}^H$$

Метод круглоциліндричних поверхонь

При проєктуванні котлованів під фундаменти мілкого закладання найважливішим є питання стійкості укосу. Найбільше часто відповідь на це питання знаходять за допомогою методу круглоциліндричних поверхонь.



Суть методу: Передбачається, що обрушення схилів (укосу) може відбутися по поверхні ковзання AC, що є дугою окружності із центром у точці O. Ґрунтовий масив вважається недеформованим, тобто всі точки, що належать йому, роблять однакові рухи.

Рисунок 4.4 – Принцип методу круглоциліндричних поверхонь

Коефіцієнт стійкості масиву:

$$k_{gt} = \frac{M_{sr}}{M_{sa}},$$

де M_{sr} – момент усіх утримуючих сил; M_{sa} – момент усіх зрушуючих сил щодо точки O; l_3 – довжина дуги поверхні ковзання.

$$\sum T_i R - (\sum N_i R \operatorname{tg} \varphi + \sum c_i l_i R) = 0$$

$$K_{st} = \frac{R \sum N_i \cos \alpha \operatorname{tg} \alpha + c_i l_i}{R \sum T_i \sin \alpha}$$

$$K_{st_{\min}} \geq K_{st}^H$$

Для підвищення стійкості укосів і схилів звичайно використовують такі інженерні заходи:

– уположування або створення уступчастого профілю з утворенням горизонтальних площадок (берм);

- привантаження підшви в нижній частині укосу (схилу) чи влаштування підпірної стінки (цей метод ефективний при відносно невеликій висоті укосу);
- закріплення поверхні укосу дерном, вимощення каменем, укладання бетонних чи залізобетонних плит;
- регулювання гідрогеологічного режиму укосу чи схилу шляхом улаштування нагірних канав і відведенням води з берм (у такий спосіб здійснюється відведення поверхневих вод), а також – шляхом улаштування дренажних систем (у тому числі підземних) з відведенням вод у спеціальну зливову мережу;
- закріплення укосу з використанням забивних чи набивних паль, вертикальних шахт і горизонтальних штолень, заповнених бетоном (ці конструкції обов'язково заглиблюють у підстилаючі нерухомі частини масиву);
- застосування ґрунтових анкерів (звичайно в сполученні з підпірними стінками чи палювими утримуючими конструкціями).

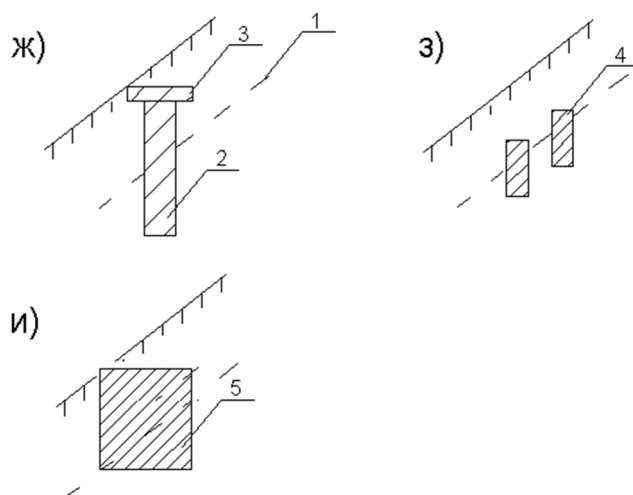


Рисунок 4.5 – Методи інженерного захисту схилів

1 – поверхня ковзання; 2 – паля; 3 – ростверк; 4 – паля-шпонка; 5 – паля-стовп

Тема 5 Фундаменти мілкого закладання

Фундамент це частина будівлі чи споруди, переважно підземна, яка сприймає навантаження від споруди і передає їх на основу, складену ґрунтами (природну) чи штучну.

Конструкції фундаментів мілкого закладання

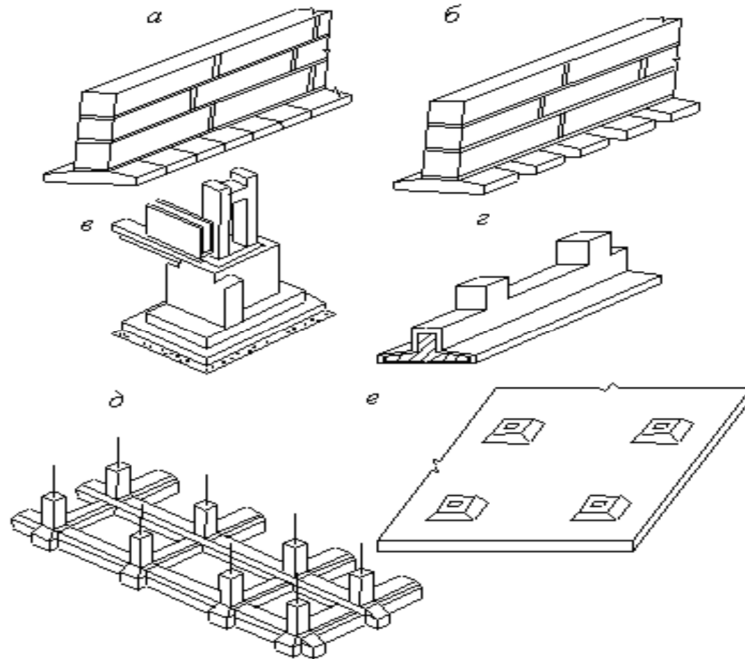


Рисунок 5.1 – Типи фундаментів мілкого закладання: а – стрічковий під стіни, безперервний; б – стрічковий під стіни переривчастий; в – окремо стоячий під колону; г – стрічковий під колони; д – із перехресних стрічок; е – плитний

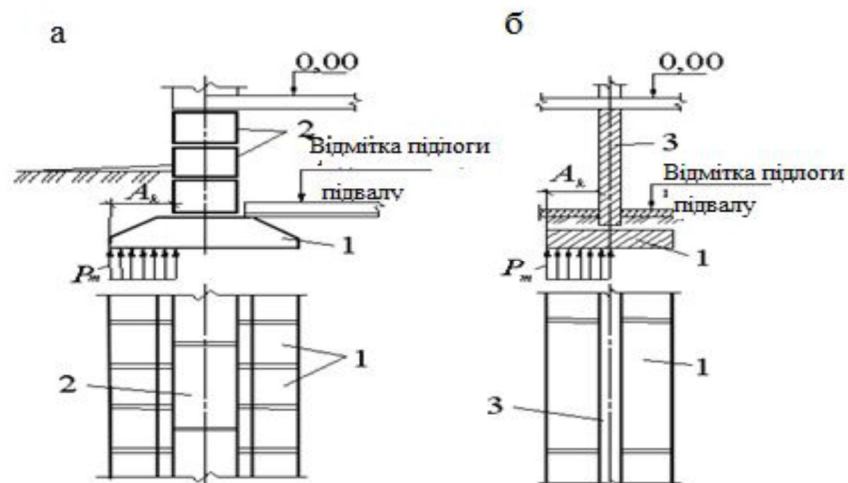


Рисунок 5.2 – Збірні стрічкові фундаменти
1 – фундаментна плита; 2 – стіновий фундаментний блок;
3 – стінова панель підвалу

За конструктивними і технологічними особливостями влаштування фундаменти бувають: неглибокого закладання – передають навантаження на основу через свою подошву і споруджуються у відкритих котлованах з попереднім вийманням ґрунту; пальові фундаменти – опираються на відносно довгі вертикальні або мало похилі стержні – палі; глибокого закладання – занурюються в ґрунт з одночасним вийманням ґрунту з під них (опускні колодязі, кесони, стіна в ґрунті).

За методом виготовлення фундаменти розділяються на: монолітні, збірні і збірно-монолітні. За матеріалом: бутові, бутобетонні, бетонні, залізобетонні, дерев'яні, металеві та комбіновані. За формою в плані: стрічкові – приймаються під безперервні стіни; стовпчасті – приймають під колони та стіни (в комбінації з балками); масивні – влаштовуються у вигляді жорсткого масиву під всією спорудою; плитні – виготовляють у вигляді суцільних, як правило, залізобетонних плит під всією спорудою.

За характером роботи під навантаженням: жорсткі і гнучкі. Фундаменти відносять до жорстких, коли ширина їх подошви не виходить за межі призми жорсткості. В протилежному випадку фундаменти гнучкі. Гнучкі фундаменти (матеріал – зазвичай залізобетон) сприймають моментні навантаження, а жорсткі невеликих розмірів (матеріал – бут, бутобетон або бетон) – практично тільки стискуючі навантаження.

Визначення глибини закладання фундаменту

Під глибиною закладання фундаментів розуміють відстань від поверхні планування до подошви.

При виборі глибини закладання фундаменту в першу чергу враховується 3 фактору:

- інженерно-геологічні й гідрологічні умови будівельного майданчика;
- кліматологічні особливості місцевості будівництва;
- конструктивні особливості споруд, що зводяться.

Фактор 1

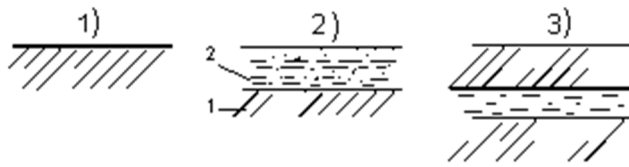


Рисунок 5.3 – Умовні схеми інженерно-геологічних умов:

- 1 – надійний ґрунт;
- 2 – слабкий ґрунт

Схема 1) – ґрунтовий масив складений надійним ґрунтом, і в цьому випадку глибина закладення фундаменту ухвалюється мінімальною $d_{min} = 1$ м.

Схема 2) – рішення залежить від потужності слабого верхнього шару, якщо вона невелика, то шар 2 прорізається й фундамент загублюється в надійний ґрунт, якщо велика, то застосовуються фундаменти глибокого закладення, пальові й так далі.

Схема 3) – рішення також залежить від потужності верхнього шару надійного ґрунту. Якщо вона достатня, то фундаменти залишають у шарі 1, якщо немає – див. розв’язок за схемою 2.

Фактор 2

Цей фактор проявляється в промерзанні ґрунтів і пов’язаним з ним морозним здиманням (обводнений ґрунт при промерзанні збільшується в обсязі, а при відтаванні зменшується)

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} ,$$

де d_{fn} – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту; M_t – сума негативних середньомісячних температур ґрунту в даній місцевості; d_0 – глибина промерзання при $M_t = 1$. Для визначення M_t використовується ДСТУ – Н Б В.1.1-27:2010 по «будівельної кліматології»;

Ґрунти, що здимаються:

- усі глинисті ґрунти;
- пілуваті й дрібні водонасичені піски.

$$d_2 = d_f = k_h d_{fn} ,$$

де d_f – розрахункова глибина промерзання; k_h – коефіцієнт теплового режиму будинку (визначається по ДСТУ).

Фактор 3

Величина d_3 визначається переважно наявністю або відсутністю підвалу й конструктивним рішенням фундаменту $d_3 = d_B + 0,5 м$.

Таблиця 5.1 – Глибина закладення фундаментів залежно від рівня підземних вод

Вид ґрунтів нижче подошви фундаменту	$d = f(w_i), i$	
	$w_i < d_f + 2$	$w_L > d_f + 2$
скельні великоуламкові піски, гравілісті великі й середньої крупності	не залежать від d_f	
піски дрібні й пилуваті	d_f	не залежать від d_f
супіски з показником плинності $I_L < 0$ $I_L > 0$	$\geq d_f$ $\geq d_f$	не залежать від d_f $\geq d_f$
суглинки, глини, великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості $I_L \geq 0,25$ $I_L < 0,25$	$> d_f$ $\geq d_f$	$> d_f$ $\geq d_f$

Після призначення мінімальної глибини закладання фундаменту по кожному з трьох чинників для подальшого розгляду беруть найбільше значення, як таке, що задовольняє всі умови. Одержану глибину закладання уточнюють за модулем висоти прийнятої конструкції фундаменту (збірного чи монолітного).

Визначення ширини підшви фундаменту

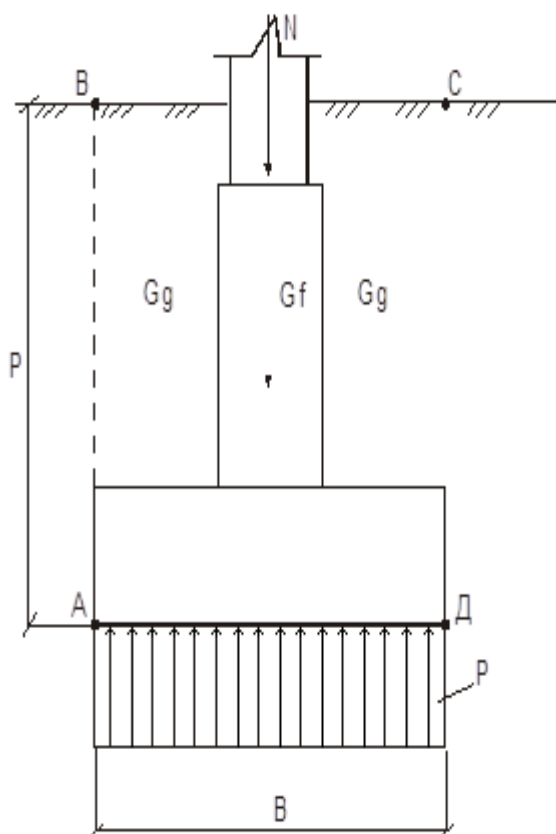


Рисунок 5.4 – До визначення ширини підшви фундаменту

У теперішній час осідання фундаментів розраховуються виходячи з лінійної залежності між напруженнями й деформаціями, тому ДБН рекомендує обмежувати середній тиск p_{cp} по підшві фундаменту розрахунковим опором ґрунту R , тобто повинне задовольнятися умова : $p \leq R$.

Центрально навантаженим називається такий фундамент, у якого рівнодіюча зовнішніх навантажень проходить через центр ваги його підшви. Після призначення глибини закладання фундаменту визначається максимальне значення навантаження на його обріз. Крім цього навантаження, на основу передається навантаження від власної ваги фундаменту і навантаження від ваги ґрунту на його уступах.

Проекція цих сил на вертикальну вісь дає рівняння рівноваги, з якого можна знайти середній тиск по підшві фундаментів:

$$p = \frac{N + G_f + G_g}{A},$$

де A – площа підшви фундаменту.

$$G_f + G_g = \gamma_{mt} A d ,$$

де γ_{mt} – середньозважене значення питомої ваги фундаменту й ґрунту на його уступах ($= 20 \text{ кН} / \text{м}^3$)

$$A = \frac{N}{R - \gamma_{mt} d} .$$

Види фундаментів:

- стрічковий фундамент $b = \frac{N}{R - \gamma_{mt} d}$;
- квадратний фундамент $b = \sqrt{\frac{N}{R - \gamma_{mt} d}}$;
- прямокутний фундамент $b = \sqrt{\frac{N}{(R - \gamma_{mt} d)\eta}}$,

де співвідношення сторін $\eta = \frac{l}{b}$,

l – довжина фундаменту; b – ширина підшви фундаменту.

Розміри підшви фундаменту визначаються за результатами уточнення розрахункового опорів ґрунту R , які обчислюють після підстановки в основну формулу того або іншого значення b ; цей метод визначення ширини підшви b називається метод послідовних наближень. Завершальним етапом розрахунків є задоволення умови $|b_n - b_{n+1}| \leq 0,1 \text{ м}$

і перевірка вимоги $P = \frac{N + \sum G_{f,g}}{A} \leq R$.

Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Суть методу полягає в тому, що осідання визначається як сума осідань елементарних шарів ґрунту такої товщини, у межах якої можна прийняти без особливих погрішностей середні значення напруження і характеристик ґрунтів.

Етапи розрахунків осідань:

1. Побудова епюри напруження у ґрунті від власної ваги $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$

2. Визначення додаткового тиску p_0 $P_0 = P - \sigma_{zg} = P - \gamma d$

3. Розбивка основи від підшви фундаменту на елементарні шари товщиною \bar{h} $\bar{h} = 0,2(\text{или } 0,4)b$

4. Побудова епюри напруження від додаткового тиску $\sigma_{zp} = \alpha p_0$

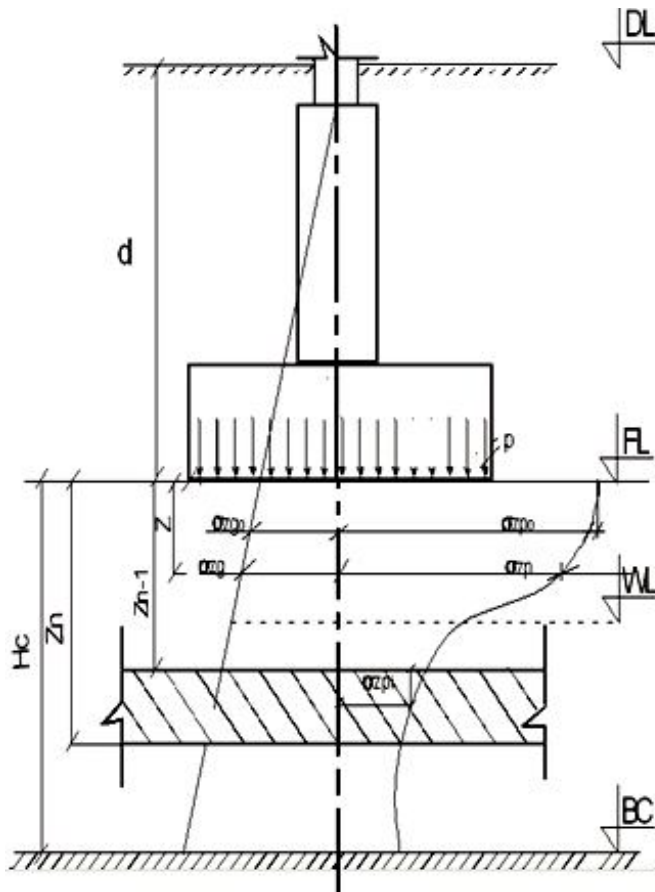
α – коефіцієнт зниження напруження із глибиною, визначається по таблицях ДБН і залежить від розміру й форми фундаментів.

5. Визначення нижньої границі стиску товщі, яка встановлюється при задоволенні умови $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$

6. Визначення осідання
$$s = \beta \sum \frac{\sigma_{zpi} \bar{h}}{E_i}$$

$\beta = 0,8$ – коригувальний коефіцієнт, що враховує недосконалість розрахункової схеми; E_i – модуль деформації i – шару ґрунту.

7. Зіставлення розрахункового і допустиме осідання, $s \leq s_u$.



DL – відмітка планування; FL – відмітка закладання фундаменту; WL – відмітка рівня підземних вод; BC – відмітка підшви стисливої товщі; σ_{zg0} , σ_{zg} – відповідно вертикальна напруга від власної ваги ґрунту в рівні підшви й на глибині z від підшви; σ_{zp0} , σ_{zp} – відповідно додаткове вертикальне напруження від зовнішнього навантаження в рівні підшви й на глибині z від підшви; σ_{zpi} – середнє значення додаткового вертикального напруження в елементарному шарі ґрунту, рівне напівсумі напружень на верхній межі z_{n-1} і нижній межі z_n елементарного шару; H_c – глибина товщі, що стискається.

Рисунок 5.5 – Схема до визначення осідання фундаменту

Тема 6 Пальові фундаменти

Область застосування: слабкі ґрунти, що залягають із поверхні, високий рівень підземних вод, точне машинобудування.

Паля – це довгий стрижень, занурений у ґрунт у готовому виді або виготовлений у ньому, який призначений для передачі навантаження від будинку ґрунтам, що мало стискаються і розташовані на значних глибинах, в нижніх шарах основи.

Пальові фундаменти складаються із власне паль, ростверку й ґрунту між пальового простору.

Ростверк – розподільна конструкція (балка, плита), що об'єднує голови паль у ряди, групи чи поля для забезпечення їх спільної роботи.

Види й типи паль

По матеріалу палі розділяються на:

- залізобетонні;
- бетонні;
- сталеві;
- дерев'яні;
- комбіновані.

По конструкції палі різняться:

- за формою поперечного перерізу;
- за формою поздовжнього перерізу;
- за конструкцією нижнього кінця: загострений або плоский, закритий або відкритий, з розширенням або з камуфлетною п'ятою;
- за способом армування.

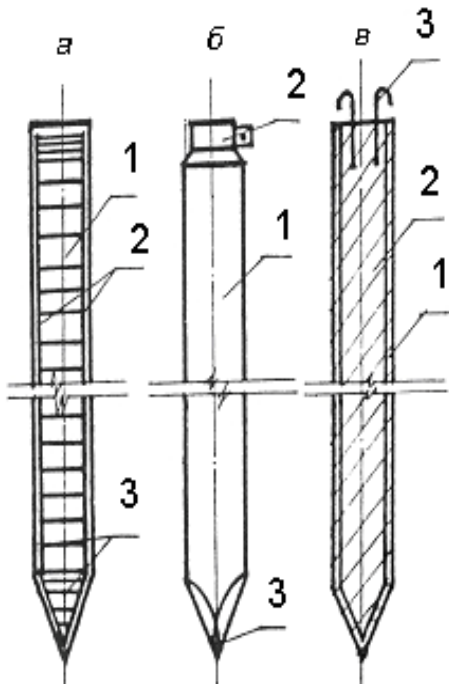


Рисунок 6.1 – Види палі:

a – залізобетонна; 1 – бетон; 2 – поздовжня арматура; 3 – поперечна арматура;
б – дерев'яна; 1 – стовбур; 2 – бугель (обруч); 3 – черевик з металу;
в – металева; 1 – труба; 2 – бетон; 3 – арматура

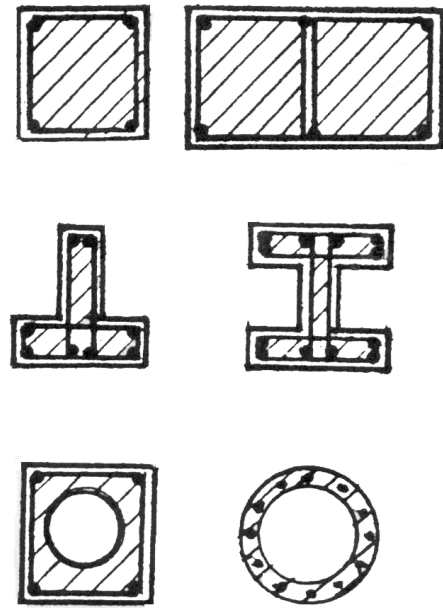


Рисунок 6.2 – Форми перерізів залізобетонних палі:

квадратний, прямокутний, тавровий, двотавровий, квадратний з порожниною, круглий

По способу заглиблення в ґрунт палі бувають:

а) забивні (залізобетонні, дерев'яні, сталеві), занурені в ґрунт без його вилучення за допомогою молотів, віброзанурювачів, різних обладнань, що вдавлюють;

б) набивні (бетонні, залізобетонні), які влаштовуються в ґрунті шляхом укладання бетонної суміші в свердловини, утворені внаслідок примусового до ущільнення ґрунту;

в) бурові (буронабивні), що влаштовуються в ґрунті шляхом заповнення пробурених свердловин бетонною сумішшю або установкою в них збірних залізобетонних елементів;

г) гвинтові палі.

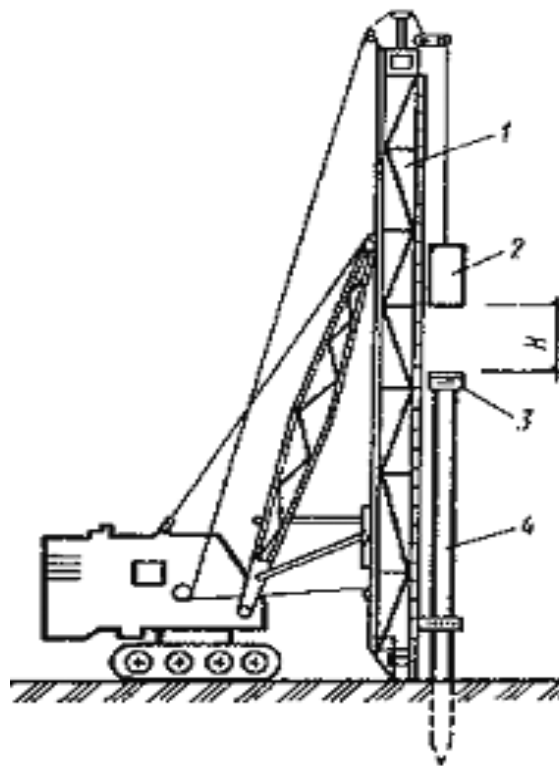


Рисунок 6.3 – Забивання палі механічним молотом:
1 – щогла копра; 2 – підвісний молот;
3 – металевий наголовник; 4 – паля

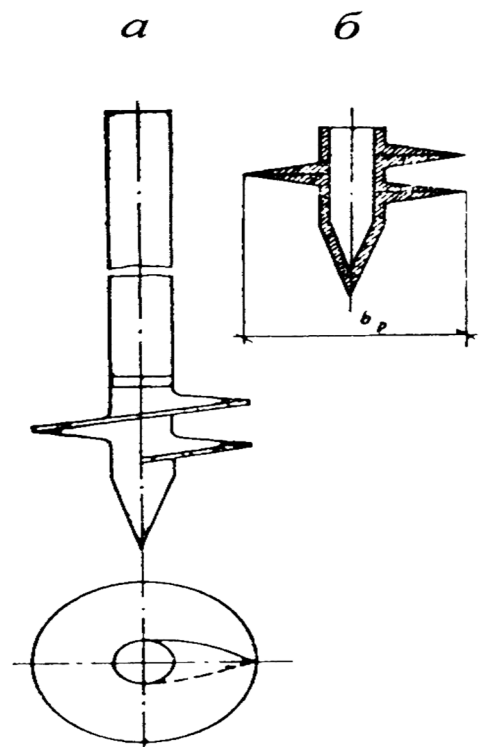


Рисунок 6.4 – Гвинтова паля:
а – загальний вид; б – черевик

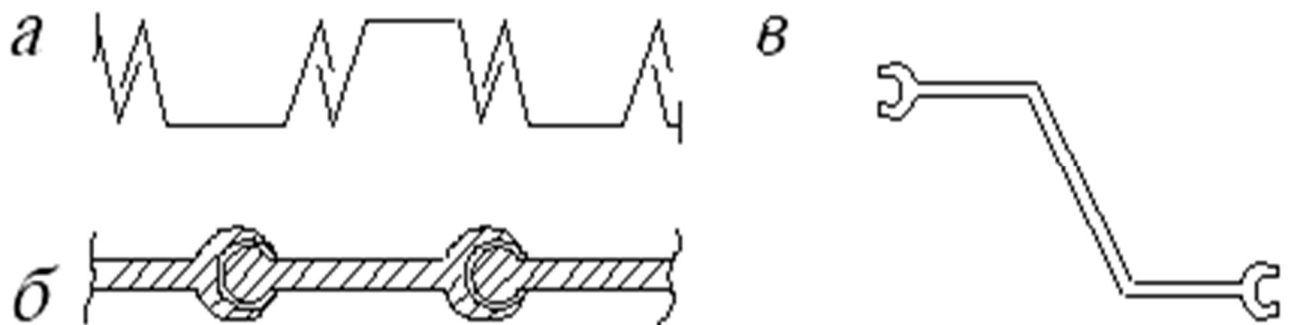


Рисунок 6.5 – Профілі металевих шпунтових палей:
а – коритоподібний; б – плоский; в – Z-подібний

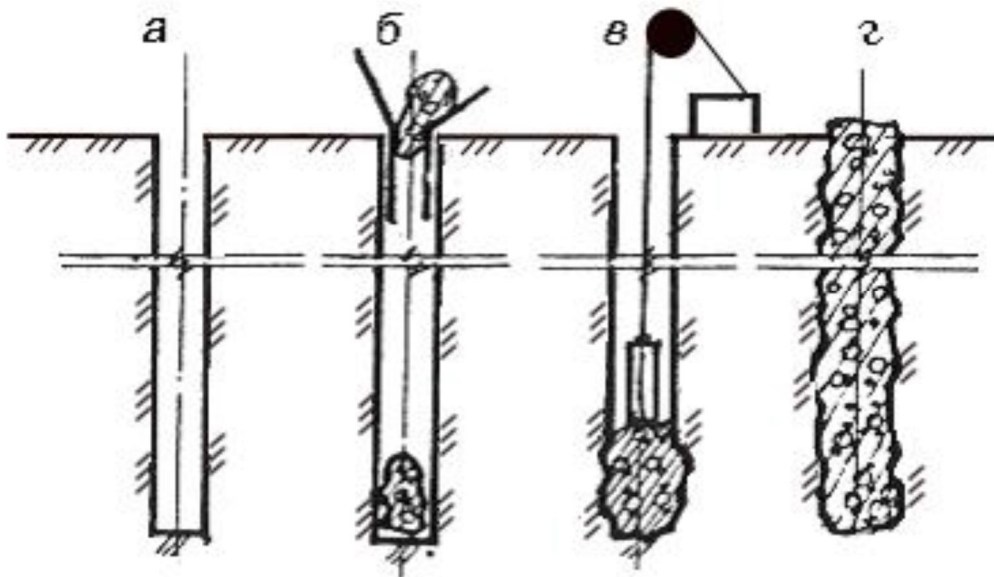


Рисунок 6.6 – Виготовлення буронабивних палей:

а – буріння свердловини; б – бетонування; в – трамбування бетону;
г – готова паля

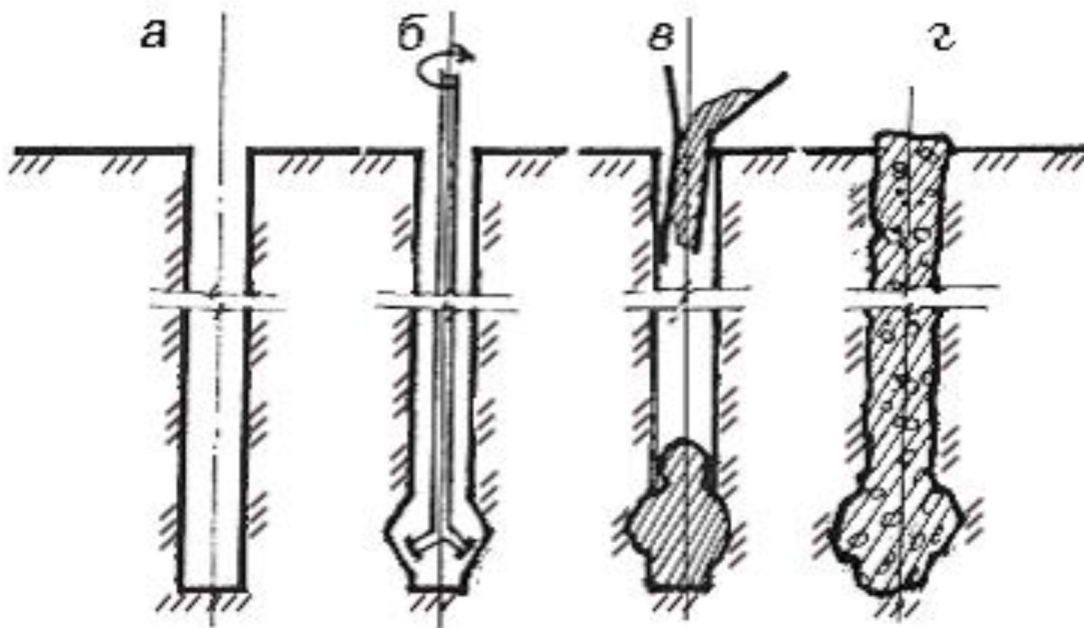


Рисунок 6.7 – Технологія пристрою палі Страуса:
а – буріння свердловини; б – розширення п'яти палі;
в – бетонування з трамбуванням; г – готова паля

Технологія улаштування палей

По характеру роботи різняться на:

– Палі-стояки – передають навантаження тільки своїм нижнім кінцями на скельні, великоуламкові і малостисливі ґрунти.

– Коли ж під нижнім кінцями залягають стисливі ґрунти, навантаження від спорудження передається не тільки вістрям, але й бічною поверхнею палі. У цьому випадку паля називається висячою або палею тертя.

Опір основи переміщенню висячої палі під навантаженням називається несучою здатністю ґрунту основи палі або просто – несучою здатністю палі – Fd .

«Відмова» палі – занурення від одного удару молота на ту саму величину наприкінці забивання.

«Відпочинок» палі – здатність збільшувати несучу здатність через якийсь час: для пісків і супісків ~ 1 тиждень; для суглинків ~ 2 тижня; для глин ~ 3 тижня й більш. («Відпочинок» палі потрібен для зняття напружень, які виникають на контакті паля-ґрунт під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні).

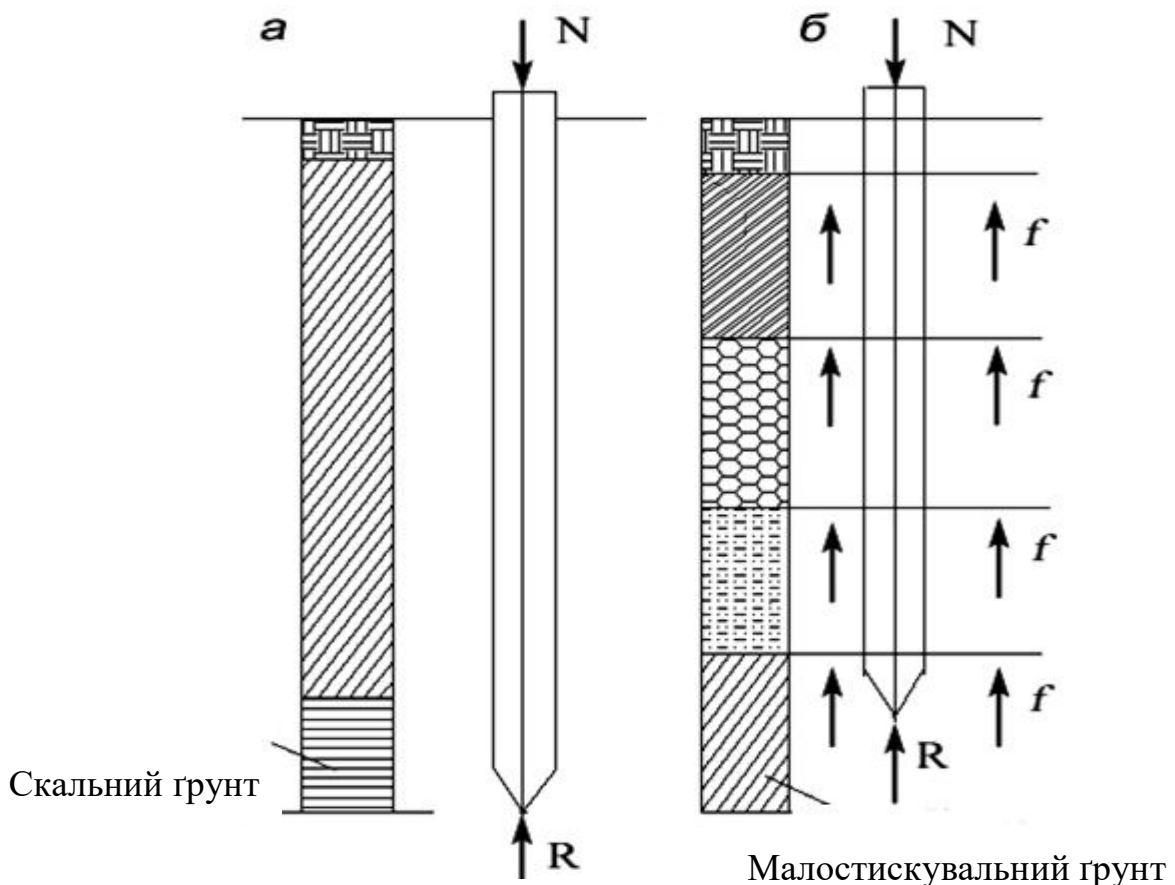


Рисунок 6.8 – Схема роботи палі у ґрунті:
 а – паля-стійка; б – паля тертя; R – несуча здатність палі по вістрю;
 f – несуча здатність палі по бічній поверхні

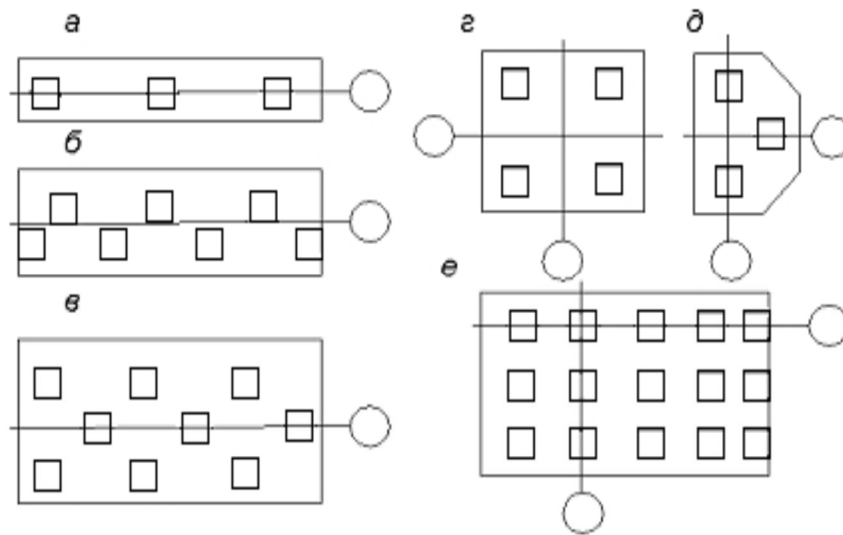


Рисунок 6.9 – Схеми розташування паль у ростверках:
а, б, в – стрічковий; *г, д* – пальовий куц; *е* – пальове поле

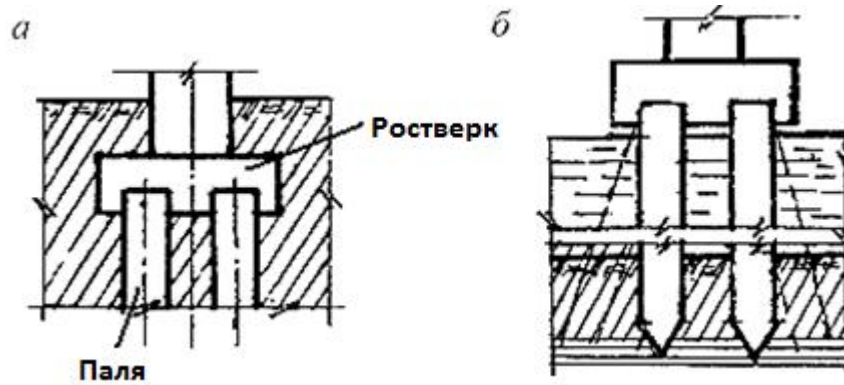


Рисунок 6.10 – Види пальових ростверків:

а – низький; *б* – високий

Набивні палі розділяються на:

а) влаштовані шляхом занурення інвентарних труб, нижній кінець яких закритий наконечником, що залишаються в ґрунті, або бетонною пробкою, з наступним витягом цих труб у міру заповнення утвореної свердловини бетоном.

б) набивні у виштампуваному ложі, формуються за допомогою снаряда заданої форми (конічної або пірамідальної) з наступним заповненням ложа бетонною сумішшю.

Бурові палі діляться на:

- буронабивні суцільного перерізу з розширенням або без нього;
- буронабивні з ущільненим вибоєм (втрамбовування щебенів);

- буронабивні з камуфлетною п'ятою;
- буроін'екційні (буріння з наступним нагнітанням розчину в свердловину).

Діаметр набивних і буронабивних паль коливається 0,5–1,2 м, довжина – 10–15 м.

Визначення несучої здатності палі (розрахунки)

Розрахунковий метод визначає складові загальної несучої здатності фундаменту (палі) за рахунок опору його підшви, опору тертя на її бічній поверхні та розпору ґрунту похилими гранями фундаменту:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{CR} \cdot AR + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i \right),$$

де γ_c – коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті; A – площа поперечного перерізу нижнього кінця палі що спирається на ґрунт; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (визначення по таблиці ДБН); u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі; f_i – розрахунковий опір i – того шару ґрунту на бічній поверхні палі (визначення по таблиці ДБН); h_i – товщина i -того шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі (шари ґрунтів слід розбивати на однорідні, товщиною не більш 2 м); γ_{cf} ; γ_{CR} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі враховуючі вплив способів занурення на R і f_i (визначення по таблиці ДБН); F_u – окреме значення граничного опору палі.

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}$$

P – навантаження, що допускається, на палю; γ_k – коефіцієнт надійності.

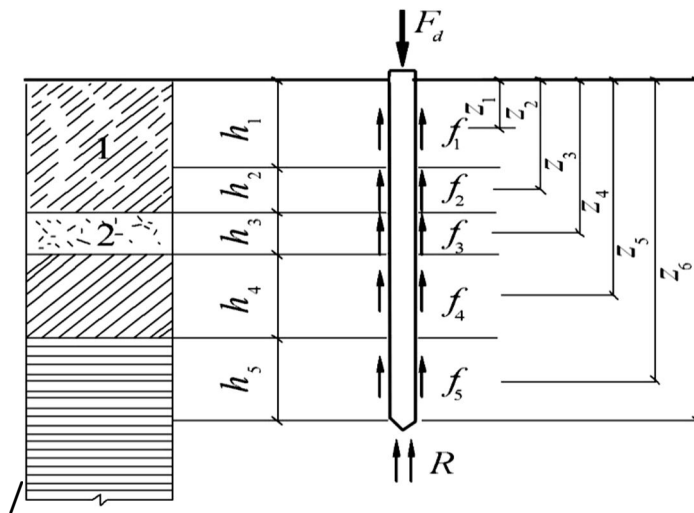


Рисунок 6.11 – Розрахункова схема до визначення несучої здатності палі

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3 ФУНДАМЕНТИ У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

Тема 7 Особливі ґрунтові умови

До складних інженерно-геологічних відносяться такі умови, коли для проведення будівництва необхідне покращення властивостей ґрунтів (ущільнення, закріплення), їх заміна або використання спеціальних фундаментів (наприклад, пальових). Такі заходи проводять у просідаючих, набухаючих, заторфованих, засолених та насипних ґрунтах. Сейсмічні регіони, території з підземними порожнинами та виробками, ділянки з можливими зсувами відносять до особливих умов.

Зведення будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах зв'язано з додатковими матеріальними витратами на здійснення конструктивних заходів захисту, спрямованих на підвищення міцності і жорсткості конструктивної системи чи на підвищення її піддатливості з метою пристосування до нерівномірних деформацій основи.

1. Фундаменти на просідаючих ґрунтах. Просідаючими називаються глинисті ґрунти, які під дією зовнішнього навантаження або (і) власної ваги при замочуванні водою чи іншими розчинами дають додаткове осідання, що називається просіданням, причому величина відносного просідання $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Проектування основ і фундаментів на просідаючих ґрунтах виконують з урахуванням типу ґрунтових умов за просіданням. Ґрунтові умови ділянок, складених просідаючими ґрунтами, розділяються на два типи:

– перший – просідання від власної ваги замоченого ґрунту відсутнє або не перевищує 5 см;

– другий – просідання від власної ваги замоченого ґрунту перевищує 5 см.

Величина просідання замоченого ґрунту від власної ваги визначається потужністю просідаючої товщі та величиною відносного просідання.

Знаючи величину відносного просідання $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ можна визначити просідання основи S_{sl} за формулою:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i},$$

де n – число шарів, на які розділена просідаюча товща; h_i – товщина i -того розрахункового шару; $k_{sl,i}$ – коефіцієнт, коригуючий розрахунок, приймається рівним 1 при визначенні просідання ґрунту від власної ваги.

Якщо замочування просідаючих ґрунтів неможливе, то будівництво виконують як у звичайних умовах. В протилежному випадку передбачають такі заходи:

- ліквідація властивостей просідання ґрунтів шляхом їх ущільнення або закріплення;
- прорізання просідаючої товщі фундаментами або масивами із закріпленого ґрунту;
- водозахисні заходи;
- конструктивні заходи;
- збільшення розмірів подошви фундаментів таким чином, щоб діючі сумарні напруження (від власної ваги і зовнішнього навантаження) в просідаючій товщі не перевищували початкового тиску просідання.

Якщо сумарна величина осідань і просідань, а також їх нерівномірність не перевищують допустимих величин, то вищенаведені заходи можна не передбачати.

Ми знаємо, що просідання ґрунтів відбувається за рахунок руйнування структурних зв'язків, які складені легкорозчинними солями. Отже, для того щоб позбутися властивостей просідання необхідно попередньо зруйнувати ці структурні зв'язки чи зробити їх стійкими до води чи будь-якої іншої рідини.

Ущільнення просідаючих ґрунтів виконують важкими трамбівками, ґрунтовими палями, втрамбовуванням котлованів, попереднім замочуванням

(з вибухами чи без) тощо. Властивості просідання втрачаються при $\rho_d \geq 1,6 \text{ г/см}^3$.

Ущільнення ґрунтів важкими трамбівками. Економічно доцільним є ґрунт, ущільнює його. Кількість ударів по одному сліду для забезпечення необхідного значення ρ_d на потрібну глибину визначається експериментально.

Фундаменти в витрамбованих котлованах. Методика аналогічна до попередньої, проте кількість ударів по одному сліду значно більша. В результаті використання цього методу для ущільнення просідаючої товщі потужністю до 4м. Методика полягає в наступному. Трамбівку масою 3–5 т, яка змонтована на базі крана, піднімають на висоту 5–7 м і різко опускають. Під дією власної ваги вона, падаючи на цього в ґрунті утворюється заглиблення (котлован), в якому влаштовується монолітний фундамент неглибокого закладення.

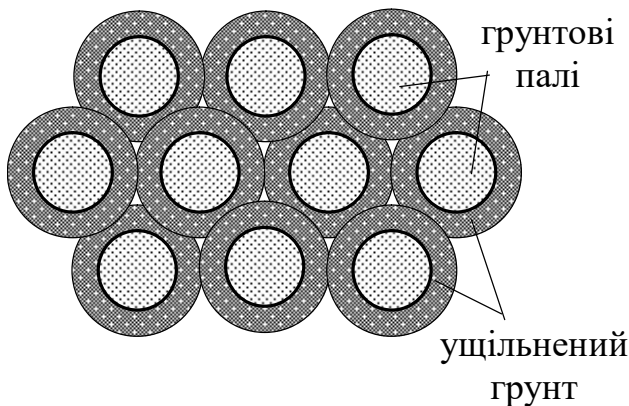


Рисунок 7.1 – Схема ущільнення основи ґрунтовими палями

Ущільнення основ ґрунтовими палями. Суть методу полягає в тому, що в ґрунті пробивають чи пробурюють свердловини, які заповнюються ґрунтом з пошаровим його ущільненням (рис. 7.1). При цьому ущільнюються просідаючий ґрунт навколо свердловин. Раціональним є використання методу при потужності просідаючої товщі 8–20 м і вологості, близькій до оптимальної.

У верхній частині масиву відбувається випирання ґрунту, тобто утворюється неущільнений буферний шар, який зрізають або до ущільнюють трамбуванням.

Ущільнення ґрунтів замочуванням з вибухами. Ущільнення попереднім замочуванням відбувається за рахунок просідання замоченого ґрунту від власної ваги. При цьому зменшують пористість нижні шари ґрунтів, починаючи з глибини, на якій природні напруження перевищують початковий тиск

просідання. Верхні шари недоущільнюються, тому замочуванням переводять ґрунти з II-го типу в I-ий тип за просіданням. Замочування проводиться в котлованах (з свердловинами і без них). Для підвищення ефективності методу в замоченому ґрунті проводять глибинні вибухи.

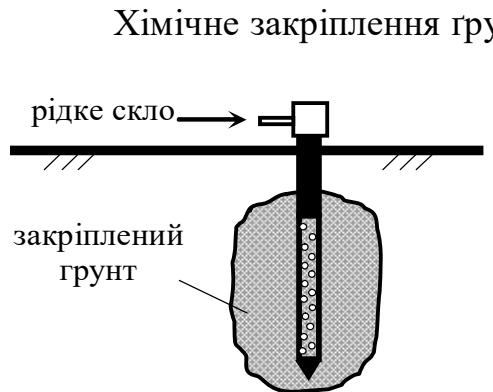


Рисунок 7.2 – Схема хімічного закріплення ґрунтів.

Хімічне закріплення ґрунтів виконують шляхом нагнітання в просідаючу товщу закріплюючих розчинів (рідке скло – силікатизація, різні смоли – смолізація).

При взаємодії закріплюючих розчинів з солями, що містяться в ґрунті утворюються компоненти, які є стійкими до води чи будь-якої іншої рідини. Схема хімічного закріплення ґрунтів показана на рисунку 7.2.

Якщо новоутворені структурні зв'язки в закріпленому ґрунті є недостатньо стійкими до води, то використовують дворозчинну силікатизацію (почергово нагнітають рідке скло і хлористий кальцій) або газову силікатизацію (рідке скло плюс вуглекислий газ).

При низькому коефіцієнті фільтрації ґрунту використовують електросилікатизацію (одно- чи дворозчинну). Через ґрунт пропускають постійний електричний струм, який спричиняє рух катіонів разом з водою від ін'єктора до електрода.

Використання паливних фундаментів. В усіх випадках палі повинні прорізати просідаючі ґрунти і заглиблюватись в скельні, піщані (крім пухких) чи глинисті ґрунти з показником текучості у водонасиченому стані $I_L < 0,6$ для ґрунтів I-го типу за просіданням, а для II-го – $I_L < 0,4$ при $S_{sl,g} \leq S_u$ ($S_{sl,g}$ – просідання ґрунту від власної ваги; S_u – гранично допустиме осідання фундаменту будівлі). Величина заглиблення палі в непросідаючий ґрунт визначається виходячи з необхідної несучої здатності палі і повинна бути не менше 1 м для всіх ґрунтів, крім скельних і великоуламкових, для яких вона приймається не менше 0,5 м.

Якщо просідання ґрунту від власної ваги перевищує 30 см, то передбачають по-переднє замочування просідаючої товщі для переведення таких ґрунтів в І-й тип ґрунтових умов за просіданням. Несучу здатність палі в цьому випадку визначають з урахуванням попереднього замочування просідаючої товщі.

Водозахисні заходи. Ці заходи включають: компоновку генплану (збереження природних умов стоку поверхневих вод); планування території, що забудовується (зберігаються шляхи природного стоку води); відвід поверхневих вод через стічну мережу; влаштування під будівлями і спорудами водонепроникливих екранів; якісну засипку пазух; влаштування відмосток навколо будівель; прокладку комунікацій для води в спеціальних лотках; відвід аварійних вод за межі будівель; виготовлення водонепроникних підлог тощо.

Водозахисні заходи, як показав досвід експлуатації будівель споруджених з їх застосуванням, не надійні і можуть використовуватись для маловідповідальних будівель.

Конструктивні заходи. Такі заходи призначають, виходячи з розрахунків конструкцій на нерівномірні просідання ґрунтів. Вони розділяються на три групи: підвищення жорсткості будівель; збільшення податливості будівель; забезпечення нормальної експлуатації будівель при нерівномірних деформаціях будівель.

За конструктивними особливостями будівлі і споруди розділяються на:

- жорсткі – складають одну просторову цілісність (труби, силосі, башти тощо);
- відносно жорсткі – чутливі до нерівномірних деформацій, складаються із жорстко зв'язаних елементів (всі житлові і цивільні та деякі промислові будівлі);
- гнучкі – елементи будівель зв'язані між собою шарнірно (одноповерхові промислові будівлі, естакади тощо).

Заходи 1-ї групи використовують для відносно жорстких будівель, 2-ї групи – для гнучких будівель, а 3-ї групи (в сукупності із заходами 1-ї

і 2-ї груп) – для будівель, що мають спеціальне технологічне обладнання (ліфти, мостові крани тощо) і направлені на забезпечення нормальної експлуатації цього обладнання.

Підвищення жорсткості будівель досягаються: розрізкою деформаційними швами; влаштуванням залізобетонних поясів, армованих швів; підсиленням армуванням стиків між елементами; використанням монолітних фундаментів та інше.

Збільшення податливості будівель забезпечується гнучкими зв'язками між елементами конструкцій, збільшенням площі обпирання елементів і стійкості елементів при підвищених деформаціях та інше.

Забезпечення нормальної експлуатації будівель досягається шляхом використання таких конструктивних рішень, які дозволяють відновити нормальну експлуатацію кранів, ліфтів і т. і. (використання болтових з'єднань, спеціальні фундаменти, запаси в розмірах тощо).

2. Фундаменти на набухаючих ґрунтах. До набухаючих відносяться глинисті ґрунти, які при замочуванні водою чи іншими розчинами збільшуються в об'ємі, причому величина відносного набухання у вільному стані (без навантаження) $\varepsilon_{sw} \geq 0,04$.

Підняття фундаменту від набухання S_{sw} визначають за формулою

$$S_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i},$$

де n – число шарів, на які розділена набухаюча товща ґрунту; h_i – товщина i -го розрахункового шару; $k_{sw,i}$ – коефіцієнт, який залежить від величини загального вертикального напруження на глибині.

Якщо замочування набухаючих ґрунтів неможливе, то будівництво виконують як у звичайних умовах. В протилежному випадку передбачають такі заходи:

- ліквідація властивостей набухання ґрунтів шляхом їх закріплення;
- прорізання набухаючої товщі фундаментами або масивами з закріпленого ґрунту;

– водозахисні заходи;

– конструктивні заходи;

– зменшення розмірів підшви фундаментів таким чином, щоб діючі сумарні напруження (від власної ваги і зовнішнього навантаження) в набухаючій товщі перевищували початковий тиск набухання.

Якщо сумарна величина осідань і підняття, а також їх нерівномірність не перевищують допустимих величин, то вищенаведені заходи можна не передбачати.

3. Мерзлі і пучинисті ґрунти. Основи, складені пучинистими ґрунтами, при сезонному промерзанні збільшуються в об'ємі, що супроводжується підйомом поверхні ґрунту і виникненням сил морозного здимання ґрунту, що діють на фундамент. При відтаванні відбувається осідання пучинистого ґрунту.

До пучинистих ґрунтів відносять глинисті ґрунти, піски пилюваті і дрібні, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем, що мають до початку промерзання вологість вище визначеного рівня. Особливості пучинистих ґрунтів враховують у тому випадку, коли за якихось причин не виконуються вимоги норм на проектування основ, що стосуються призначення глибини закладення фундаментів, чи при проектуванні фундаментів споруд, для яких вплив дотичних сил морозного здимання є істотними. За своїм впливом на фундаменти споруд пучинисті ґрунти подібні до ґрунтів, що набухають.

При закладенні фундаментів нижче глибини промерзання повинен виконуватися розрахунок стійкості фундаментів на дію дотичних сил морозного здимання. При закладенні фундаментів вище глибини промерзання необхідно робити розрахунок деформацій морозного здимання ґрунтів основи з урахуванням дотичних і нормальних сил морозного здимання.

Якщо розрахункові деформації морозного здимання основи фундаментів більше граничних чи стійкість фундаментів на дію сил морозного здимання недостатня, крім можливості зміни глибини закладення фундаментів, варто застосовувати заходи, що зменшують сили і деформації морозного здимання. До цих заходів відносять водозахисні, теплозахисні, фізико-хімічні і

конструктивні. За винятком теплозахисних заходів, інші призначають за аналогією до ґрунтів, що набухають. До теплозахисних заходів відносять: утеплення ґрунту під вимощенням; покриття бічних поверхонь бітумом чи полімерною плівкою; просочення поверхонь фундаменту водовідштовхувальними сполуками; використання хімічних речовин для зниження температури замерзання ґрунту.

4. Будівництво на насипних та намивних ґрунтах. До насипних ґрунтів відносяться: планомірно відсипані (зворотні засипки, ґрунтові подушки, греблі), відвали гуртів (однорідний склад) та звалища ґрунтів (неоднорідний склад з вмістом різних відходів). Для насипних ґрунтів характерні високий ступінь неоднорідності складу та механічних показників.

Найбільш поширеними є такі варіанти будівництва на цих ґрунтах:

- використання злежаних відсипаних ґрунтів як природних основ;
- покращення властивостей ґрунтів шляхом їх ущільнення, закріплення;
- прорізання насипних ґрунтів пальовими чи іншими фундаментами.

Перший та другий варіанти придатні для ґрунтів з незначним вмістом органічних речовин.

Як штучні основи на Україні широко застосовують намивні ґрунти – намиті засобами гідромеханізації ґрунти на різні низинні території (яри, балки). Для намивання в більшості випадків застосовують піски. Наявність глинистих ґрунтів у складі намиву суттєво погіршує його будівельні властивості (збільшується неоднорідність ґрунту, час його самоущільнення і знижуються механічні показники).

Час самоущільнення намивних пісків складає декілька місяців. Ці ґрунти використовують як природні основи, коли їх деформація (разом з деформаціями підстилаючих шарів) не перевищує граничних значень. В протилежному випадку передбачають ущільнення намитого ґрунту, його прорізання пальовими чи іншими фундаментами.

5. Фундаменти на слабких та заторфованих ґрунтах. До слабких умовно відносять ґрунти, модуль деформації яких не перевищує 5 мПа. Це

водонасичена супісь ($e > 0,7$), суглинки ($e > 1,0$), глини ($e > 1,1$), мули, стрічкові глини (тонкошаруваті відкладення з чергуванням глинистих і піщаних прошарків), сапропелі, насичені водою лесові ґрунти. Для таких ґрунтів характерні дуже низька міцність, високі стисливість та вологість ($S_r \geq 0,8$). Більшість з них мають тиксотропні властивості (при дії динамічних навантажень вони втрачають структурну міцність, яка з часом відновлюється).

Методи будівництва на слабких ґрунтах можна класифікувати таким чином:

- ущільнення або закріплення ґрунту;
- прорізання слабких шарів пальовими чи іншими фундаментами;
- заміна слабого ґрунту;
- конструктивні заходи.

Ущільнення водонасичених слабких ґрунтів найчастіше виконують статичним навантаженням. Для прискорення цього процесу в ґрунтах, що ущільнюються, влаштовують дренажні свердловини або спеціальні дрени для фільтрації води знизу-вверх. Навантаженням служить штучний насип з місцевого ґрунту. В міру витіснення води з ґрунту він поступово ущільнюється.

Вибір фундаменту для передачі навантажень на надійні підстилаючі шари ґрунтів залежить від конструкції будівлі та інженерно-геологічних умов будівельної ділянки. При відсутності підземних приміщень доцільним є застосування пальових фундаментів, а при їх наявності – фундаменти глибокого закладання.

Заміну слабких ґрунтів проводять на їх повну або часткову товщину крупними чи середньої крупності пісками.

Конструктивні заходи доцільно застосовувати для будівель і споруд з незначними навантаженнями на основи.

В заторфованих ґрунтах міститься від 10 % до 50 % (від ваги сухого ґрунту), в торфі – понад 50 %. Заторфований ґрунт і торф може залягати на поверхні (відкрито) або на деякій глибині (похований). Відкритий торф, як правило, водонасичений. Він характеризується високою пористістю, що

зумовлює його низькі механічні показники. Поховані торфи ущільнені шарами вищерозміщених ґрунтів. Ґрунтові води в цих ґрунтах досить агресивні щодо підземних конструкцій будівель і споруд.

6. Фундаменти на засолених ґрунтах. Засолені ґрунти зустрічаються в Криму, на Донбасі та в західній частині України. Найчастіше це глинисті ґрунти, іноді зустрічаються загіпсовані піски. Тривале фільтрування води через засолений ґрунт призводить до розчинення солей, за рахунок чого знижуються механічні характеристики основи. Відносне суфозійне стиснення ε_{sf} визначають за результатами довготривалих компресійно-фільтраційних випробувань зразків засоленого ґрунту в лабораторних умовах за виразом

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h_{sat,p} - h_{sf,p}}{h_{n,g}},$$

де $h_{sat,p}$ – висота водонасиченого зразка під тиском $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; $h_{sf,p}$ – висота зразка після тривалої фільтрації води та вилуговування солей при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; $h_{n,g}$ – висота зразка природної вологості при тиску $p = \sigma_{zg}$.

Суфозійне осідання основи визначають за виразом

$$S_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} \cdot h_i,$$

де n – кількість шарів, на які розділено зону суфозійного осідання; $\varepsilon_{sf,i}$ – відносне суфозійне стиснення i -того шару ґрунту; h_i – товщина i -того шару ґрунту.

Умова розрахунку основ за деформаціями буде виконана, якщо осідання від зовнішнього навантаження S та суфозійне осідання S_{sf} не будуть перевищувати граничної деформації основи S_u

$$S + S_{sf} \leq S_u$$

Якщо остання умова не виконується, то для проведення будівництва передбачають такі заходи:

- попереднє розсолення ґрунту за допомогою тривалого замочування;
- часткове або повне зрізування засоленого ґрунту;

- прорізання засоленого ґрунту фундаментами;
- водозахисні і конструктивні.

7. Будівництво на територіях з підземними порожнинами. Наявність порожнин найчастіше зумовлена підземною розробкою корисних копалин та карстовими явищами. Карстові порожнини утворюються в результаті довготривалих фізико-хімічних процесів. Розчинені мінерали та відокремлені частинки ґрунту переносяться водою на значні відстані, що призводить до росту карсту. В певний момент поверхня ґрунту осідає і порожнина заповнюється вище розміщеним ґрунтом. Переважно карст виявляють в органогенних (крейда, мергель) і хімічних (гіпс, ангідрит) породах, що розповсюджені в Криму, західній Україні та Донбасі.

Будівництво на територіях з підземними виробками проводиться за погодженням з органами державного гірничого контролю. В першу чергу забудовують території, де процес деформації ґрунтів закінчився або розробка родовищ почнеться по закінченні строку амортизації будівельних об'єктів.

Необхідність будівництва безпосередньо над розробками обґрунтовується техніко-економічними розрахунками. Будівництво виконують, застосовуючи гірничі та будівельні заходи захисту будівель і споруд.

Гірничі заходи передбачають:

- закладку розроблених порожнин;
- розробку корисних копалин з розривом в часі і просторі;
- неповну розробку корисних копалин;
- розробку шарів копалин широким фронтом для забезпечення осідання поверхні ґрунту перед початком будівництва.

До будівельних заходів відносяться:

- розрізка будівель деформаційними швами;
- проектування жорстких будівель;
- проектування гнучких будівель;
- рихтування будівель домкратами.

8. Будівництво в сейсмічних регіонах. Землетруси виникають внаслідок дії різних процесів, що відбуваються в надрах Земної кулі (порушення рівноваги в площинах тектонічних розломів, провали і обвали, вулканічні процеси та ін.). В нашій країні таких районів три: Карпати, Крим та південно-західний регіон.

Силу землетрусів оцінюють за міжнародною 12-бальною шкалою. Згідно діючих норм сейсмічні дії на будівлі та споруди повинні враховуватись при землетрусах 7, 8 і 9 балів. При 10 балах на проведення будівництва потрібний спеціальний дозвіл. Забороняється будівництво в районах, де можлива сила землетрусів 11 і 12 балів.

Руйнівні наслідки землетрусів залежать від жорсткості будівель та від виду і стану ґрунтів. Діючі норми розділяють всі ґрунти за сейсмічними властивостями на три категорії. При будівництві на ґрунтах 1-ї категорії сейсмічність району зменшується на 1 бал, на ґрунтах 2-ї категорії залишається без змін, а в ґрунтах 3-ї категорії сейсмічність збільшується на 1 бал. Тому до сейсмічних відносяться райони з можливою силою землетрусу в 6 і більше балів. В сейсмічних районах України сила можливих землетрусів змінюється від 6 до 8 балів.

Коливання будівель викликає появу сил інерції, які додатково завантажують ґрунтові основи. Тому в сейсмічних регіонах виконують розрахунки основ на основні та особливі сполучення навантажень (розрахунки за несучою здатністю).

Величина сейсмічних навантажень визначається за будівельними нормами (ДБН). Спрощено величину навантаження можна представити у такому вигляді

$$p = \alpha k_s Q,$$

де α – коефіцієнт, що враховує динамічні властивості будівлі; Q – навантаження від будівлі; $k_s = a/g$ – сейсмічний коефіцієнт (a – сейсмічне прискорення; g – прискорення сили тяжіння).

В сейсмічних регіонах не слід проектувати будівлі на ділянках з можливими зсувами. Фундаменти рекомендується закладати на однаковій глибині, вони повинні мати високу жорсткість і міцність (рекомендується використання пальових фундаментів).

9. Зсувонебезпечні території. Зсувонебезпечними називають території природних схилів, що, як правило, приурочені до надзаплавних терас рік, берегів морів і гірських районів. Зсувом називають рух маси ґрунту на схилі. Втраті стійкості схилу передують розвиток у ґрунтовому масиві зон граничної рівноваги, що зливаються в кінцевому рахунку в поверхні чи зони (крипи) граничної рівноваги, трансформуючи ґрунтовий масив у механізм. Зони граничної рівноваги розвиваються в результаті: збільшення гравітаційних сил при водонасиченні ґрунтів; збільшення навантажень на схил при зведенні на ньому споруд чи при його плануванні підсипанням; виникнення фільтраційних сил при розвантаженні ґрунтового потоку з великими градієнтами гідравлічного напору; зменшення міцності ґрунтів при їх водонасиченні, а також у результаті виважуючої дії ґрунтової води, що зменшує сили тертя по поверхнях ковзання.

Зсувонебезпечні території класифікують за ступенем потенційної небезпеки прояву зсуву на такі ділянки:

1. Стійкі ділянки схилів. Це вододільні території з положистим рельєфом (крутизна менше ніж 5°); ділянки схилів, що не піддавалися раніше впливу фізико-геологічних процесів; положисті ділянки в нижній частині схилу.

2. Відносно стійкі ділянки. Це круті ділянки схилів (крутизна більше ніж 20°), не порушені раніше зсувними процесами чи проявами ерозії.

3. Нестійкі ділянки схилів. Це ділянки, піддані раніше зсувним процесам чи з наявністю сучасних зсувних процесів.

Інженерний захист зсувонебезпечних територій припускає виконання таких заходів:

– регулювання поверхневого стоку засобами вертикального планування території;

- регулювання підземного стоку шляхом улаштування головних, берегових і майданчикових дренажних систем досконалого типу чи недосконалих дренажних систем у сполученні з протифільтраційними завісами;
- водозахисні заходи, що припускають улаштування водонепроникних покриттів, підлог і лотків, вимощень шириною не менше ніж 1,5 м з ухилом не менше ніж 0,03;
- зміна рельєфу схилу шляхом зменшення його кривизни плануванням з підрізанням у верхній зоні та з підсипанням у нижній зоні;
- влаштування контрбанкетів і контрфорсів у вигляді земляних і кам'яних споруд у нижній частині схилу, що перетинають виходи на поверхню схилу поверхонь ковзання та підвищують тим самим стійкість схилу;
- влаштування утримуючих протизсувних споруд у вигляді заанкерованих у ґрунті підпірних стін чи глибоких опор з бурових паль, об'єднаних по верху ростверками у формі підпірних стін;
- влаштування глибоких опор, що перетинають поверхні ковзання і підвищують опір ковзанню за принципом поперечного армування ґрунту;
- поверхневе чи глибинне закріплення ґрунтів зсувної зони глинизацією, цементацією, силікатизацією, смолізацією, електрохімічними методами і та ін.;
- агролісомеліорація у формі вирощування на поверхні схилу трави з розвинутою кореневою системою, чагарників, дерев та інше.

Варто мати на увазі, що при влаштуванні контрфорсів, контрбанкетів, підпірних стін різної конструкції, палювих рядів і полів для зменшення глибини підшви стіни чи ростверку – 0,03.

Тема 8 Засоби підсилення основ та фундаментів

Натурні обстеження фундаментів та основ

Випадки порушення роботи основ і фундаментів зустрічаються часто.

Вони у більшості випадків обумовлені помилками, допущеними при інженерно-геологічному вишукуванні, проєктуванні, будівництві й експлуатації. Виконанню робіт з реконструкції та підсиленню фундаментів повинні передувати натурні обстеження деформованих будівель і споруд.

Метою обстеження основ і фундаментів є виявлення їхнього фактичного стану. До складу робіт входять: огляд існуючих фундаментів з фіксуванням їхнього стану і міцності; дослідження ґрунтів основи з установленням зміненого гідрогеологічного режиму; організація і проведення спостережень за деформаціями, осіданнями і кренами фундаментів. Характер і обсяг натурних обстежень визначається конкретними задачами перевлаштування фундаментів.

Обстеження фундаментів неглибокого закладення, огорожуючих підземних конструкцій, визначення виду і стану ґрунту основи здійснюють проходкою шурфу на глибину до 1,5 м нижче підшви фундаменту. Обстеження пальових фундаментів чи фундаментів з підвищеною глибиною закладення, а також їхніх основ роблять шляхом проходки шурфів-свердловин (дудок).

Зміцнення і підсилення основ

Зміцнення і підсилення основ може бути забезпечено шляхом осушення, дренажу, закріплення і зміцнення ґрунтів.

Осушення і дренаж основ застосовують самостійно чи в комплексі з активними способами захисту від деформацій (підсилення фундаментів, заміна чи підсилення надземних конструкцій).

При захисті основ від впливу підземних вод влаштовують нагірні канали і кювети, водоперехоплюючі і відвідні лотки, дренажні траншеї чи засипання з відвідними дренажними трубами, протифільтраційні завіси тощо. Сюди ж відносять заходи по відведенню поверхневих вод, яке здійснюють шляхом вертикального планування і влаштування зливової каналізації.

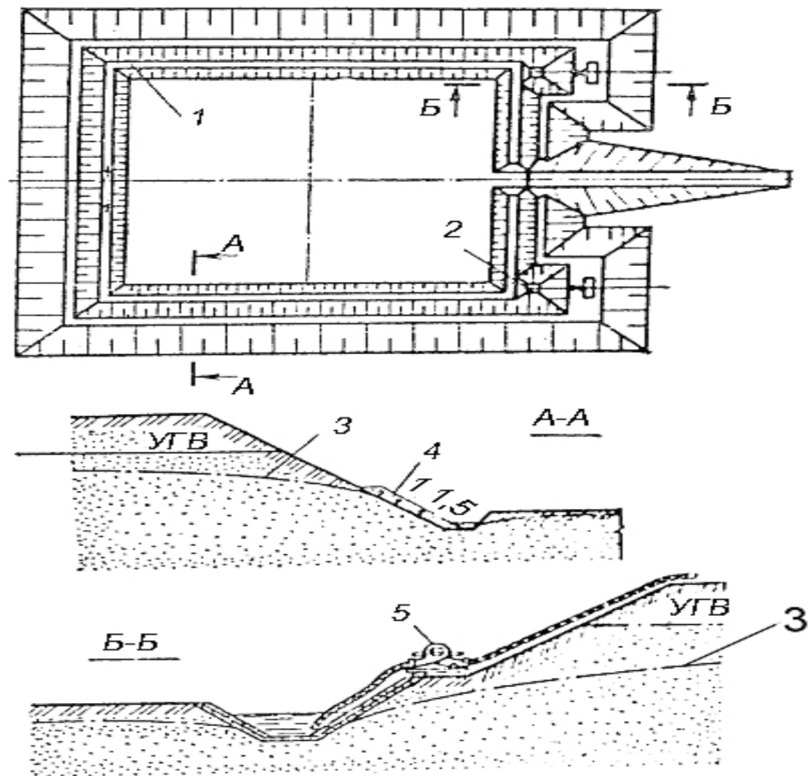


Рисунок 8.1 – Схема відкритого водовідливу:
 1 – водозбірна канава; 2 – зумпф; 3 – лінія депресії;
 4 – дренажна пригрузка на укосі; 5 – насосна установка

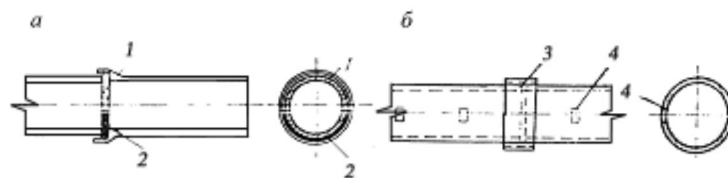


Рисунок 8.2 – Схема дренажних труб:
 а – керамічні; б – азбоцементні; 1 – відкрита частина стикового зазору;
 2 – просмолена пакля; 3 – азбоцементна муфта;
 4 – щілинні водоприймальні отвори

Для відведення прибуваючої до будівлі(споруди) води від близько розміщених джерел замочування влаштовують кільцеві дренажі у вигляді траншей з укладеними в них дренами, заповненими дренажним матеріалом, дренажні завіси, дренажні галереї тощо.

При здійсненні водозниження в ґрунтах, що мають коефіцієнт фільтрації менше 0,1 м/добу, використовують спеціальні методи водозниження – вакуумування і електроосушення.

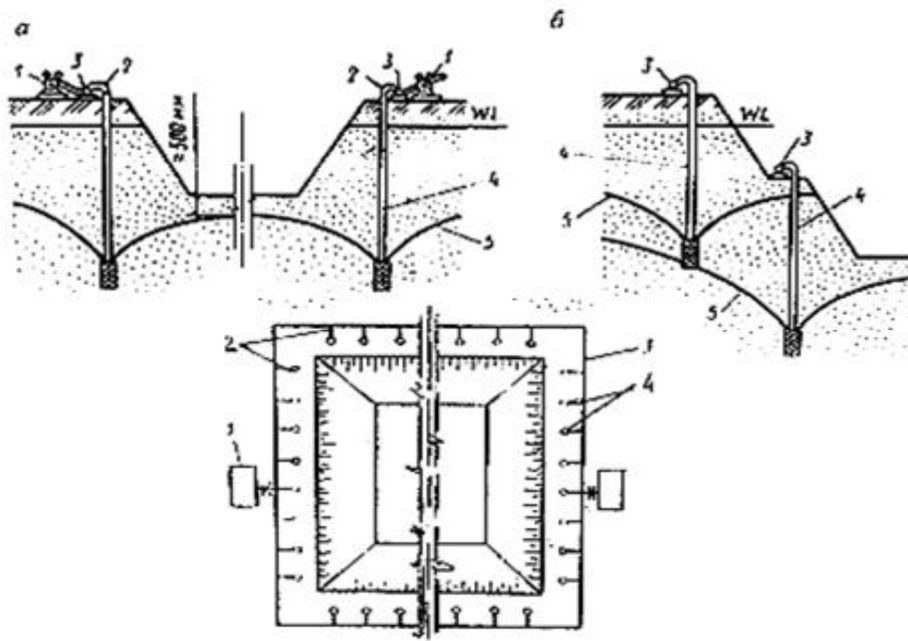


Рисунок 8.3 – Схема глибинного водозниження: а – одноярусне розташування голкофільтрів; б – те саме багаторядне; 1 – насосна станція; 2 – гнучкі шланги; 3 – колектор; 4 – голкофільтри; 5 – депресійна воронка

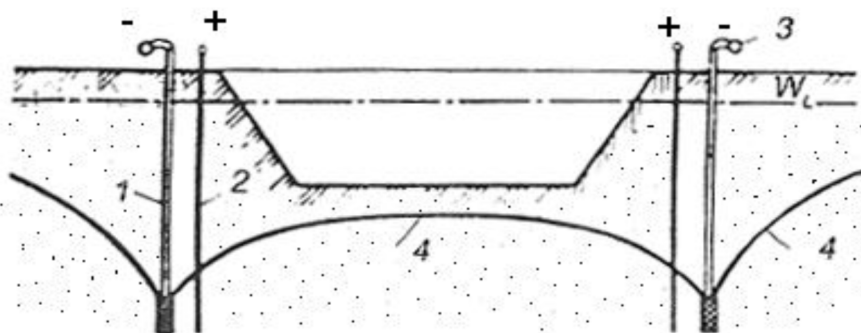


Рисунок 8.4 – Схема водозниження методом електроосушення (електроосмос): 1 – голкофільтр-катод; 2 – стрижень-анод; 3 – колектор; 4 – депресійна крива

Підвищення міцності основ, у тому числі і на період підсилення фундаментів і надземних конструкцій, може бути забезпечено методами закріплення (хімічне, термічне, фізико-хімічне). Основи можуть бути підсилені також шляхом зведення по периметру фундаменту огорожуючої стінки, влаштованої нижче підшви вертикально чи похило з монолітного чи збірного залізобетону, шпунта, паль (вдавлених, буронабивних, буроін'єкційних). Ґрунт основи,

розташований між огорожувальними стінками, ущільнюється, і, внаслідок тертя, частину навантаження сприймають стінки.

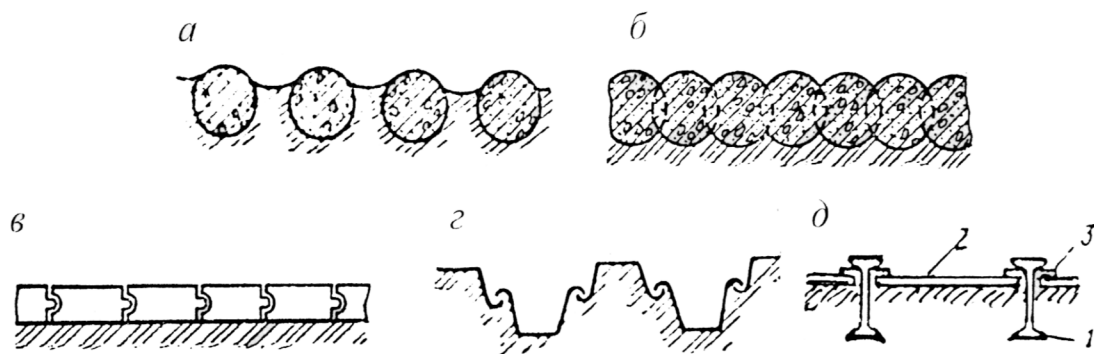


Рисунок 8.5 – Огороджувальні конструкції стін (котлованів):

а – буронабивні палі; б – залізобетонна стінка з паль;

в – залізобетонний шпунт; г – металевий шпунт; д – прокатний профіль;

1 – двотавр; 2 – огорожа з дошок; 3 – рейка

Крім того, огорожувальні стінки, що улаштовують звичайно на глибину, рівну 1–2 ширини фундаменту перешкоджають випиранню слабого ґрунту з-під подошви.

Підсилення і реконструкція фундаментів неглибокого закладання

Вибір методу підсилення і реконструкції фундаментів неглибокого закладання (як стрічкових, так і стовпчастих) залежить від причин, що викликають необхідність такого підсилення, конструктивних особливостей існуючих фундаментів і ґрунтових умов площадки. Методи, що застосовуються в таких випадках, підрозділяють на наступні групи:

1. В умовах руйнування матеріалу фундаменту, недостатньої несучої здатності основи і необхідності часткового збільшення навантаження застосовують підсилення кладки шляхом нагнітання цементного розчину в порожнини, заміну слабкої ділянки фундаменту, влаштування бетонних чи залізобетонних обойм без розширення чи з розширенням подошви фундаменту.

2. При великій товщі слабких ґрунтів основи, корозійному чи іншому руйнуванню фундаменту, необхідності збільшення глибини закладання чи зміни підземної частини будівлі здійснюють підведення конструктивних елементів

(плити, стовпи) під існуючі фундаменти. Підведення стовпів і плит виконують у шаховому порядку чи шляхом суцільної стіни. Можливе збільшення опорної площадки.

3. При неможливості розширення підшови фундаменту і наявності великої товщі слабких ґрунтів підсилення здійснюють шляхом:

- влаштування проміжних опор, що за допомогою обойм омонолічують з тілом фундаменту;
- збільшення шляхом постановки фундаментів на палі.

Підсилення роблять вдавленими палями (металевими, залізобетонними), у тому числі складеними, набивними, буроін'єкційними.

За великих навантажень підсилення може бути зроблене шляхом постановки фундаменту на виносні конструкції, які зводять по периметру способом «стіна в ґрунті». Такий спосіб підсилення застосовують також при влаштуванні глибоких виїмок і підвалів у безпосередній близькості від фундаменту.

Підсилення пальових фундаментів

Підсилення пальових фундаментів виконують у випадках ушкодження ростверків, руйнування оголовків паль, а також недостатньої несучої здатності куців паль чи зростання навантаження при реконструкції.

Спосіб підсилення ростверків вибирають залежно від характеру ушкодження і причин, що його викликали. Так ремонт дрібних поверхневих і неглибоких тріщин, що не розвиваються, усунення виколів і раковин виконують шляхом обмазки чи торкретування (під тиском цементного розчину по металевій сітці). При наскрізних тріщинах, недостатній міцності бетону, недостатньому армуванні, а також для запобігання подальшого розвитку небезпечних вертикальних тріщин у ростверку поряд з цементацією влаштовують залізобетонні обойми у вигляді сорочки чи поясу.

Підсилення верхніх кінців залізобетонних паль і місць їхнього сполучення з ростверком (різні випадки ушкоджень і порушень у процесі провадження робіт, руйнування бетону й арматури при експлуатації) може бути виконано влаштуванням залізобетонної сорочки-обойми . Розміри сорочки й армування приймають конструктивною; роботи виконують захватками.

Найчастіше підсилення виконують зануренням додаткових паль поза контуром (виносні палі). Навантаження на виносні палі може передаватися за допомогою спеціальних опорних горизонтальних балок, що пропускають крізь ростверк чи стіну будівлі, а також за допомогою нового ростверку. Підсилення може також бути виконане за допомогою буроін'єкційних паль.

Тип додаткових паль – буронабивні, вдавлювані складені, буроін'єкційні – вибирають з урахуванням конкретних умов. Підсилення пальових фундаментів виносними палями роблять і для призупинення крену. У цьому випадку для включення в роботу виносних паль в існуючих палях вирубувалася верхня частина стовбура.

Підвищення стійкості будівель і споруд , розташованих на нестійких схилах

Для оцінки ступеня стійкості схилів і укосів, а також для розробки і призначення найбільш ефективних протизсувних заходів необхідно знати форму прояву і можливість розвитку зсувного процесу, природні обставини – клімат, топографічні особливості схилу, геологічну структуру товщі схилу, інженерно-геологічні властивості порід, що складають товщу, режим ґрунтових вод, гідрологічні особливості річок, що омивають схил.

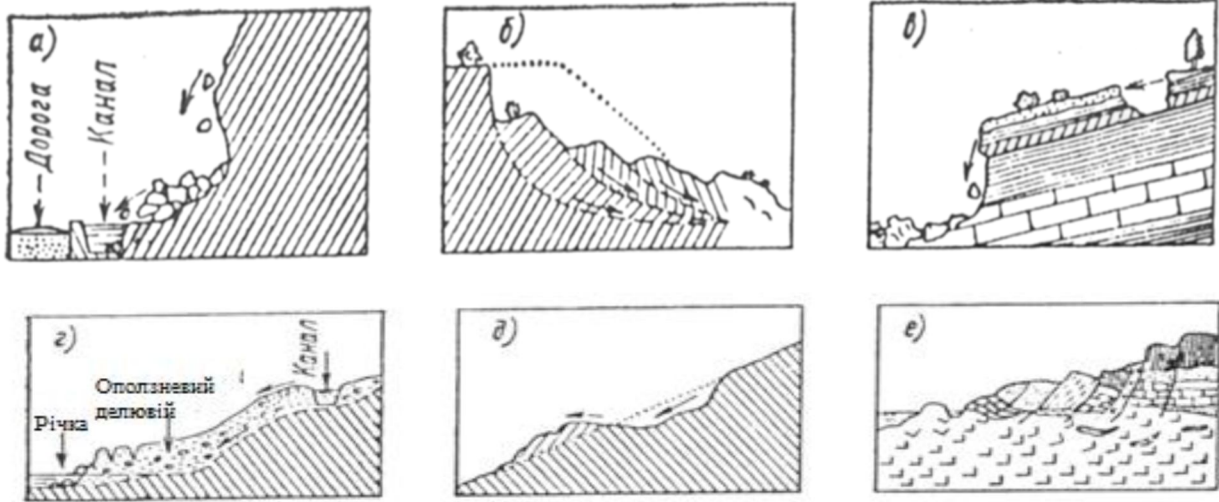


Рисунок 8.6 – Основні форми порушення стійкості й деформації схилу:
 а – обвали та вивали; б – обвалення зі зрізом і обертанням; в – ковзання;
 г – покривні зсуви; д – сповзання; е – скол під час осідання

Зсуви завжди створювали багато проблем для будівельних об'єктів України і наразі спостерігається тенденція до збільшення їхньої кількості. Необхідні подальші дослідження зсувних процесів і розроблення надійних протизсувних заходів.

Обвали виникають у разі раптового руйнування укосів у скельних і напівскельних породах. Вони виникають завдяки значній крутизні падіння схилів, та мають великі розміри (мільйони кубометрів).

Вивали, на відміну від обвалів, характеризуються падінням із поверхні укосу окремих каменів і блоків породи, відділених від скельного масиву тріщинами.

Обвалення зі зрізом і обертанням – це зріз по деякій поверхні зміщення частини ґрунтової товщі, складовою масиву схилу або укосу, у наслідок чого відбувається дроблення відколотих блоків або зріз нових. Цей процес спостерігається у разі перенапруження ґрунтового масиву і утворення в ньому зрізу або відколу певної частини товщі.

Ковзанням є переміщення по похилій площині скельних порід, за наявності в шарах глинистих, хлоритових, талькових і слюнистих сланців.

Спостерігається зміщення великих мас ґрунту, часто піску, відсипаних на похилу поверхню без спеціального попереднього оброблення.

Покривні зсуви виявляються у вигляді зміщення деякого масиву ґрунту по схилу під впливом власної ваги і тиску маси породи, що лежить вище по схилу.

Обпливи – це порушення стійкості піщаних і глинистих ґрунтів по схилу у разі локального перезволоження, динамічних навантажень, під час відливів на морському березі, спаду повені на річках.

Скол під час осідання становить порушення стійкості ґрунтів в основі під час прояву деформацій у вигляді здуття і випирання ґрунту у разі зведення високих насипів, у слабких ґрунтах, порушеннях стійкості укосів і схилів під час водо насичення берегових уступів з лісових ґрунтів і провалів у закарстованих районах.

Найбільш ефективними заходами щодо закріплення нестійкого (зсувного) схилу з розташованими на ньому будівлями і спорудами є влаштування контр-банкетів, контрфорсів і утримуючих протизсувних конструкцій. Слід, однак, мати на увазі, що будівлі чи споруди, побудовані на схилах, можуть деформуватися і незалежно від ступеня стійкості схилу. Якщо схил чи укос, на якому (чи поблизу якого) зведена будівля чи споруда, стійкий, а деформації фундаментів відбуваються, то причини цих деформацій варто шукати в недостатній несучій здатності основи чи міцності фундаменту. У цих випадках роблять підсилення основ і фундаментів.

Контрбанкет являє собою відсипання з ґрунту і призначений для збільшення утримуючих сил у схилі під дією власної ваги. В окремих випадках низовий укос контрбанкета може бути підсилений підпірною стінкою чи пальовою конструкцією. Основу контрбанкета часто виконують із дренажного матеріалу (щебінь, гравій, крупний пісок).

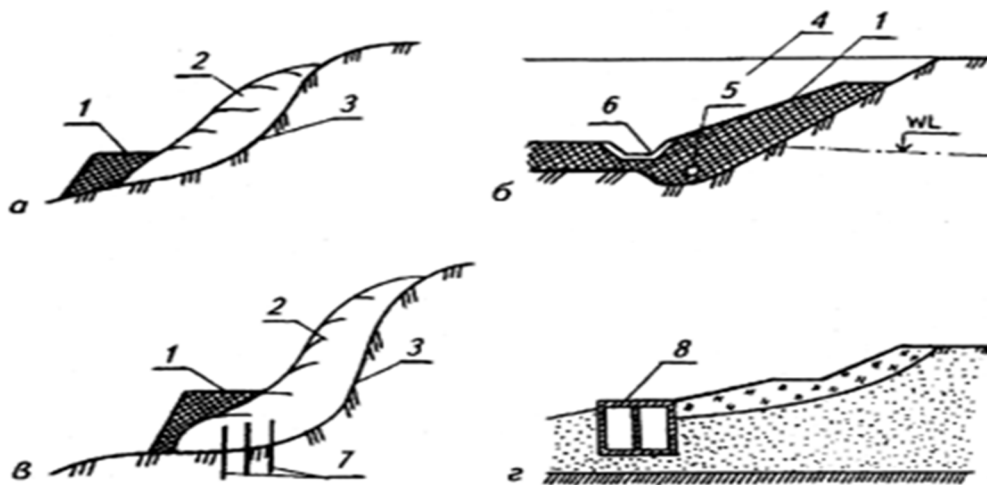


Рисунок 8.7 – Схеми варіантів, стримуючих переміщення нижньої частини зсуву:

а, б – контрфорс з ґрунту, в – контрфорс із забиванням паль утримуючих зсув, г – контрфорс у вигляді залізобетонних ящиків, заповнених піском або щебнем; 1 – упорна призма; 2 – тіло зсуву; 3 – поверхня ковзання; 4 – первинна поверхня схилу; 5 – дренаж; 6 – лоток водовідведення; 7 – палі; 8 – залізобетонний ящик

Для зміцнення схилів замість суцільного контрбанкета влаштовують контрфорс, що являє собою поперечний вертикальний виступ, ребро чи стінку, що підсилює схил (чи утримуючу конструкцію, наприклад, підпірну стінку) і приймає на себе тиск ґрунту. Контрфорси можуть бути як кам'яними, так і бетонними; кам'яні контрфорси одночасно служать для відведення з товщі схилу ґрунтових вод і їх називають контрфорсними дренажами.

Останнім часом протизсувні утримуючі пальові конструкції стали використовувати із застосуванням анкера, що закріплює ростверк на корінних породах. У якості анкерних пристроїв використовують похилі буроін'єкційні палі діаметром 200–300 мм. Такі конструкції більш економічні, оскільки анкерування голови конструкції істотно полегшує її роботу і дозволяє зменшити число рядів паль, їхній діаметр і довжину.

Зведення фундаментів поблизу існуючих будівель

Будівництво нової будівлі в умовах тісної забудови впливає на деформації основи під раніше зведеними будівлями. Додаткове осідання (іноді тріщини, нахил і перекоси) сильніше проявляються в тій частині існуючого будинку, що знаходиться поблизу нового.

У разі будівництва нових будівель поблизу існуючих відбувається додаткове ущільнення ґрунту, що сприяє збільшенню в ньому напружень (рис. 8.8). Такі явища спостерігаються також і під час складування матеріалів поблизу споруджуваних будівель (рис. 8.9).

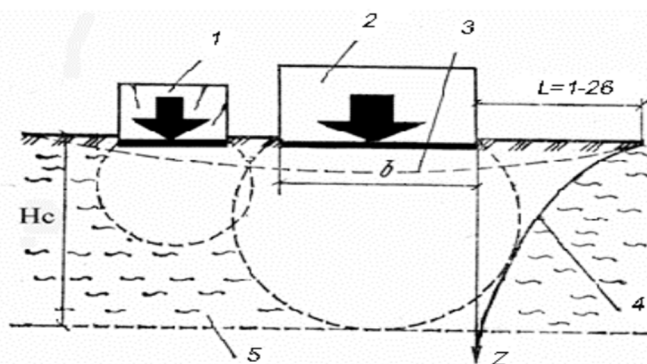


Рисунок 8.8 – Осад поверхні ґрунту: 1 – існуюча будівля; 2 – будівля що зводиться; 3 – зона осаду; 4 – епюра осаду; 5 – сильно стискуваний ґрунт

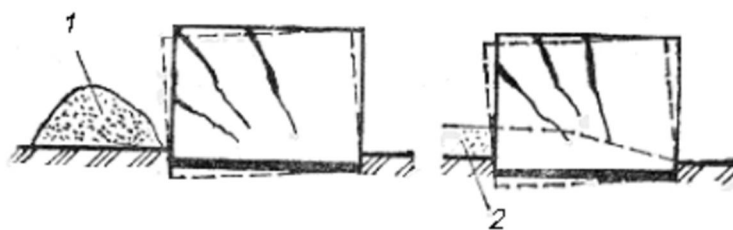


Рисунок 8.9 – Розвиток додаткової осади від розміщених матеріалів (а) і влаштування штучного насипу (б): 1 – матеріали; 2 – насип

Характер деформацій (осідань і кренів) при взаємному впливі фундаментів залежить від умов завантаження цих фундаментів, тобто від часу прикладання навантаження. Так, якщо завантаження основ двох фундаментів відбувається одночасно, то будівля чи споруда отримують нахил у напрямку один до одного. Коли фундаменти зводять і навантажують послідовно, то будівля, яку зводять в другу чергу (за інших рівних умов), отримає осідання менше, ніж при одночасному зведенні; при цьому крен будівель і першої, і другої черги виявляється спрямованим в одну сторону.

У тих випадках, коли неможливо забезпечити розрив між суміжними фундаментами не менше ширини b для стовпчастого і $1,5 b$ для стрічкового, необхідно застосовувати спеціальні заходи: влаштування огороження з розділювальної стінки і застосування фундаментів з консолями.

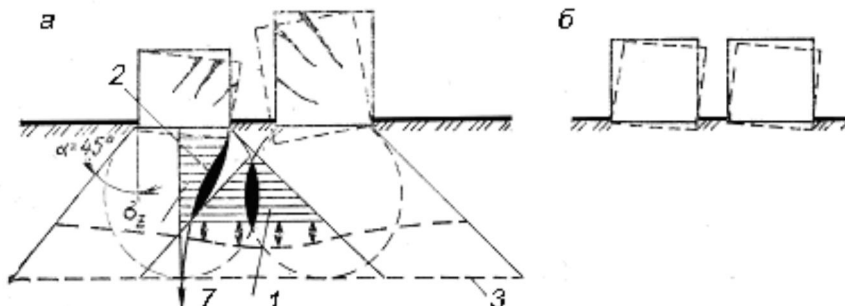


Рисунок 8.10 – Взаємний вплив близько розташованих будівель залежно від часу навантаження основи: а – одночасно; б – послідовно;
1 – зона впливу напруги; 2 – додаткові вертикальні нормальні напруги;
3 – нижня межа стислої зони

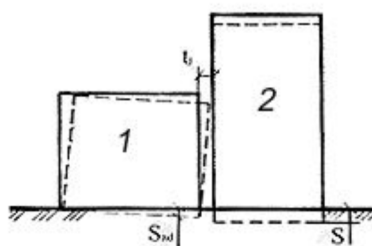


Рисунок 8.11 – Визначення ширини осадового шва між будівлями:
1 – будівля ранньої споруди; 2 – нова будівля

Огородження слабкої основи існуючої будівлі уздовж тієї сторони, з якої починається будівництво нової будівлі, виконують зі шпунта, буронабивних і бурін'єкційних паль і способом «стіна в ґрунті».

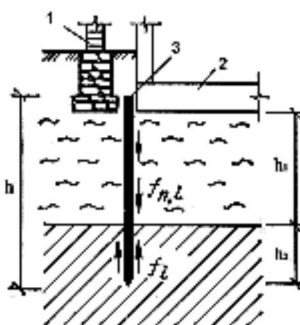


Рисунок 8.12 – Роз'єднувальна шпунтова стінка: 1 – фундамент існуючої будівлі; 2 – фундамент споруджуваної будівлі; 3 – роз'єднувальний шпунт

Для виключення впливу нової будівлі, огороження повинне виходити за контури існуючої будівлі не менше ніж на товщину шару слабкого ґрунту. У вертикальному розрізі огороження повинне прорізати стисливу товщу в слабкому ґрунті і входити в щільні шари для того, щоб переміщення огороження було набагато менше осідання будівлі, що зводиться.

Суть використання фундаментів з консолями полягає в наступному. Фундамент нової будівлі не доводиться до його торця. Торцева частина будівлі спирається на консоль, виліт якої визначають розрахунком. Консоль найчастіше виконують у вигляді плити.

Вибір захисного заходу залежить від конкретних умов зведення нової будівлі поблизу існуючої.

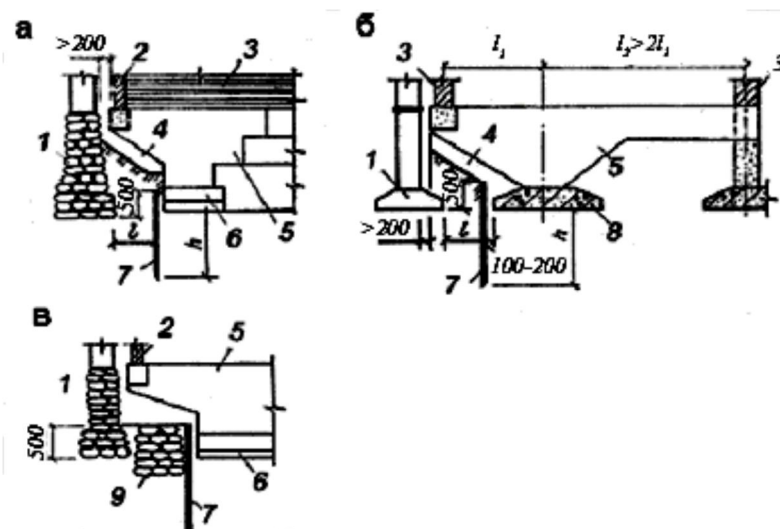


Рисунок 8.13 – Консольне примикання до існуючих фундаментів нових будівель: а – із поздовжніми несучими стінами; б – із поперечними несучими стінами; в – зі збереженням фундаменту розібраної будівлі: 1 – існуючий фундамент; 2 – захисна стіна; 3 – стіна; 4 – зазор; 5 – монолітна частина стіни фундаменту з консоллю; 6 – розширення підшви фундаменту; 7 – шпунт; 8 – поперечний стрічковий фундамент; 9 – збережена частина старого фундаменту

Основні методи підсилення основ та фундаментів

Якщо перевірочні розрахунки та результати обстежень свідчать про необхідність підсилення фундаментів або ґрунтів основи, тоді розпочинають вибір заходів, які дозволять провести підсилення з мінімальними

витратами. Існує кілька прийомів підсилення основ і фундаментів. До них належать: розширення підшови, збільшення глибини її залягання, пересадка фундаменту на палі, повернення фундаменту, зміщеного в бік, у проєктне положення; закріплення кладки фундаменту, взяття кладки в обойму, закріплення ґрунтів основи.

Якщо при обстеженні фундаменту виявлено його незадовільний стан (механічні пошкодження, наявність тріщин, розшарування та розтріскування тіла) фундамент доцільно зміцнити шляхом ін'єкції цементного розчину або синтетичними смолами.

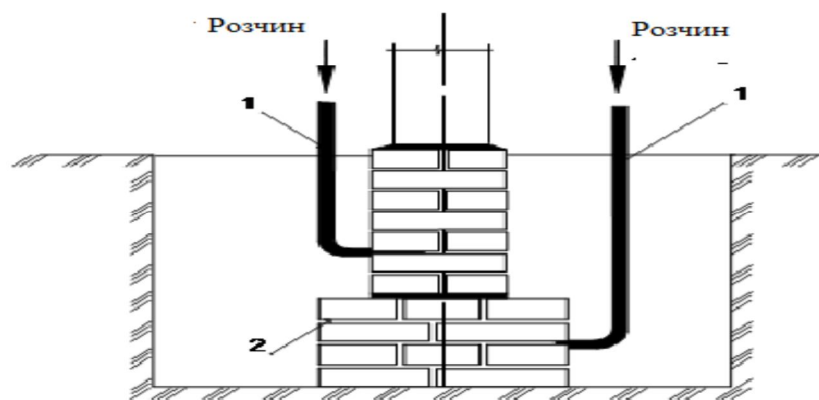


Рисунок 8.14 – Зміцнення кладки старого фундаменту:
1 – ін'єктор; 2 – шви кладки

Під час реконструкції часто виникає необхідність у більш капітальних роботах щодо зміцнення деформованих або ослаблених фундаментів, коли потрібно провести суцільне бетонування з додатковим армуванням.

Бетонування може здійснюватися як з одного, так і з двох боків (рис. 8.15), разом із тим можливе розширення фундаменту на 20–30 см із кожного боку.

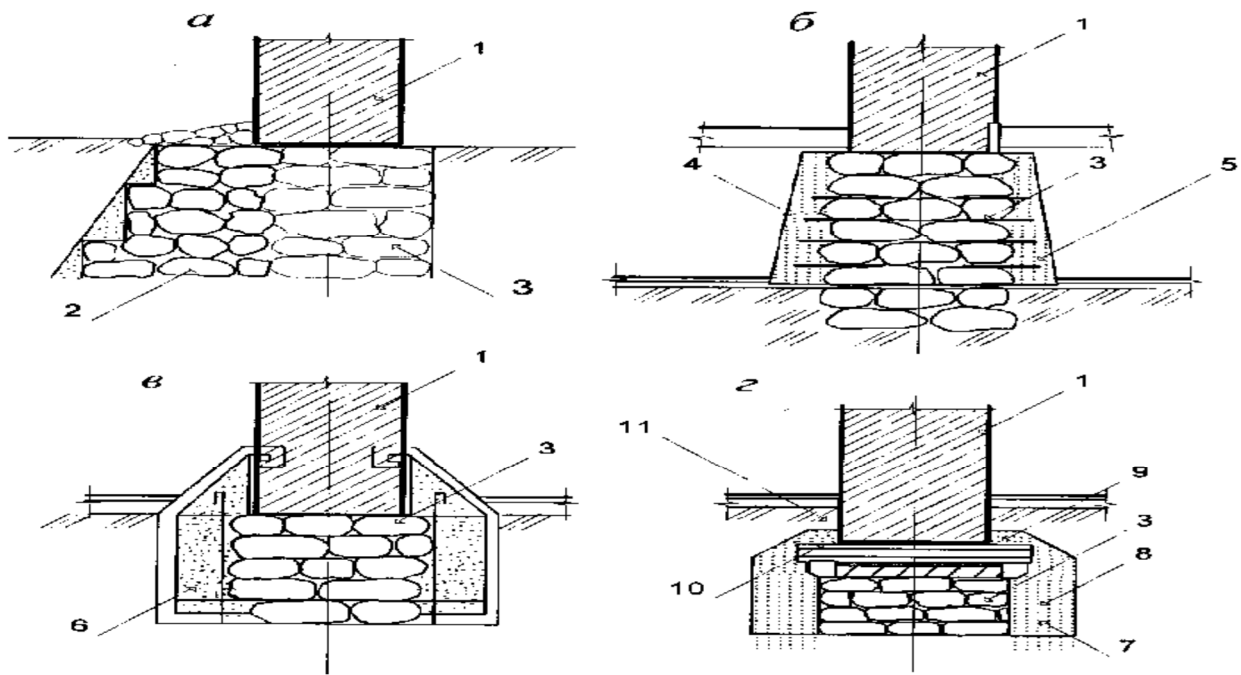


Рисунок 8.15 – Традиційні технології підсилення фундаментів:
 а – додаткова кладка вперев'язку; б, г – бетонними обоймами;
 в – залізобетонними обоймами; 1 – стіна; 2 – нова кладка вперев'язку
 зі старою; 3 – стара кладка; 4 – металеві штирі; 5 – бетонна обойма;
 6 – залізобетонна обойма; 7 – щебенева підготовка; 8 – бетонні банкетки;
 9 – робоча балка; 10 – розподільна балка; 11 – зачеканка литим бетоном

Метод попереднього ущільнення ґрунтів (рис. 8.16), полягає у встановленні з двох боків існуючого фундаменту додаткових збірних залізобетонних блоків уширення, нижню частину яких стягують анкерами з арматурної сталі, пропущеними крізь блоки та існуючі фундаменти. Верхню частину блоків розтискають забивними клинами або домкратами. У результаті блоки повертаються навколо нижньої закріпленої анкерами точки і своєю підшвою обжимають неуцільнений ґрунт нової основи.

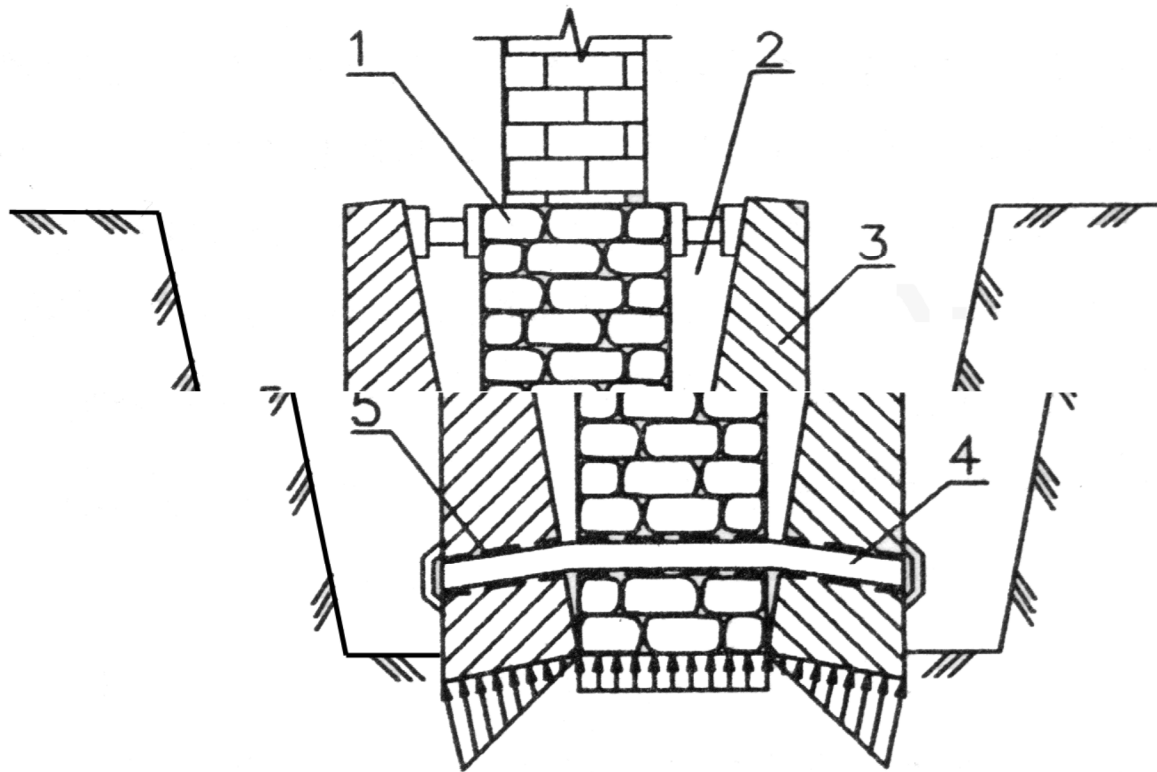


Рисунок 8.16 – Підсилення фундаментів додатковими блоками, обжимаються ґрунти основи за їхнього повороту:
 1 – існуючий фундамент; 2 – щілина, що утворюється під час повороту блоків; 3 – залізобетонний блок; 4 – анкерне кріплення;
 5 – отвори для анкерів

У світовій і вітчизняній практиці широко застосовуються технології підсилення основ і фундаментів, в основу яких покладена висока ступінь механізації робіт. У кожному конкретному випадку можуть бути підібрані технологічні прийоми залежно від ґрунтових умов, конструктивних особливостей будівлі, розташування підземних комунікацій, прокладки метро, а також гідрогеологічних умов майданчика. В окремих випадках можуть бути використана конструкція у вигляді виносних консолей і залізобетонних плит (рис. 8.17), а також влаштування короткої палі-шпори і залізобетонної плити.

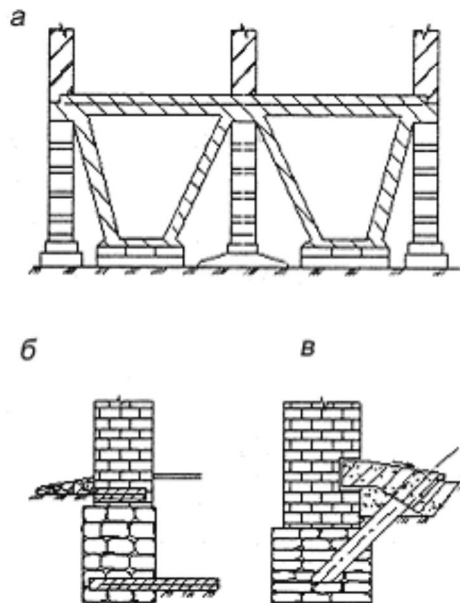


Рисунок 8.17 – Удосконалені методи підсилення фундаментів на основі традиційних:

- а – конструкція з збірних або монолітних рам у підвалі;
 б, в – виносні консолі і плити

У практиці посилення широко застосовують вертикальні й похилі буроін'єкційні палі (рис. 8.18). За кордоном вони відомі як коренеподібні, оскільки по довжині мають нерівну поверхню. Технологія робіт з ними полягає у такому. Бурять свердловину діаметром 80–250 мм. Вертикальні або похилі свердловини виконують верстатами обертального буріння безпосередньо через стіни і фундаменти підсилюючих споруд прямо з тротуару. Є великий вибір малогабаритних бурових верстатів, які можуть бути використані для цих цілей.

Після буріння до проектної глибини буровий механізм виймають, пустоту заповнюють глиняним розчином, секціями опускають арматурний каркас. Потім у свердловину опускають ін'єкційну трубу діаметром 25–30 мм секціями довжиною 100–250 см, з'єднаних муфтами, і під тиском закачують цементно-піщаний розчин. Глинистий розчин із свердловини витісняється, свердловина з цементно-піщаним розчином опресовується стисненим повітрям.

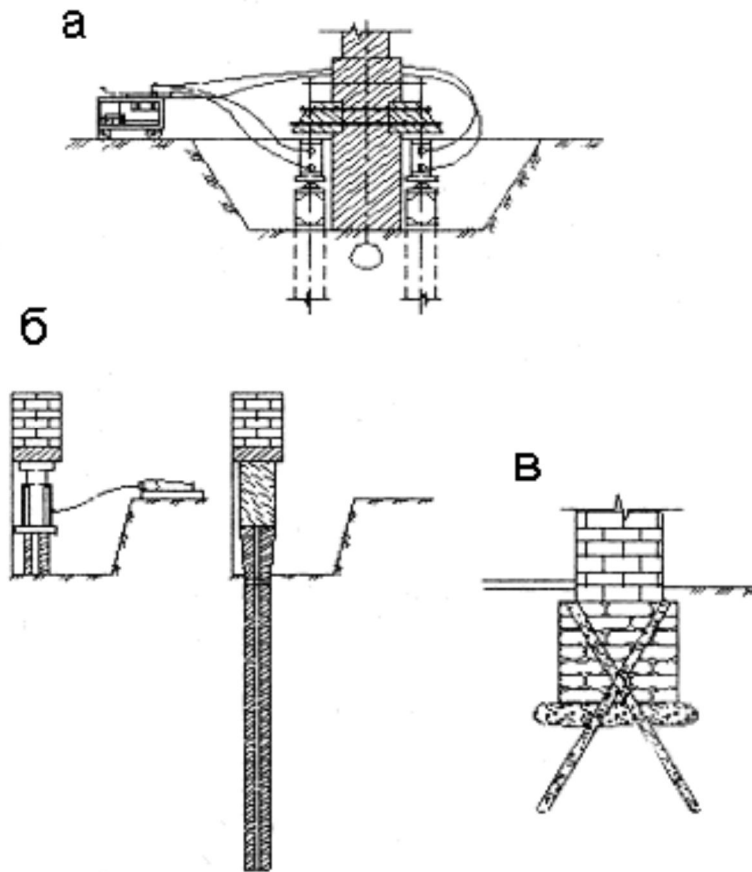


Рисунок 8.18 – Підсилення фундаментів із застосуванням палей:
 а – багатосекційні палі з двосторонньою балкою-упором; б – вдавлювання палей під стіну або підшву фундаменту; в – буроін’єкційні палі з контактним шаром

Таким методом були успішно реконструйовані будівлі і в Україні (Київ, Львів).

Вищенаведений метод підсилення основ і фундаментів дозволяє, використовуючи малогабаритне обладнання, вести роботи в приміщеннях, не ускладнюючи їхнє функціонування за мінімальних трудозатрат, із низькою витратою матеріалів. Разом із тим цей метод має і недоліки. До них належать:

- недостатньо вивчена робота палей у слабких ґрунтах;
- низька несуча здатність цих палей через невеликі габарити – діаметру і довжини;
- невизначеність форми і перерізів по довжині палі.

Варто зазначити, що останній метод використовуються під час робіт, пов'язаних із посиленням і реконструкцією будівель і споруд в умовах нового будівництва, особливо в забудованій частині міста.

Аналіз методів підсилення та реконструкції будівель і споруд був би неповним без щільних фундаментів, які можна використовувати під час реконструкції діючих підприємств в обмежених умовах, особливо у випадках, коли динамічні впливи небажані поблизу існуючих будівель, споруд і комунікацій.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Бойко І. П. Механіка ґрунтів : методичні вказівки / уклад. : І. П. Бойко, В. С. Носенко, В. Л. Підлуцький. – Київ : КНУБА, 2015. – 40 с.
2. Далматов Б. И. Механика ґрунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Л. : Стройиздат, 1988. – 415 с.
3. ДБН А.2.2-3-2004: Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проєктної документації для будівництва. – Київ : Держбуд України, 2004. – 35с.
4. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 35 с.
5. ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 35 с.
6. ДБН В.2.1-10-2009: Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проєктування. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009, – 104 с.
7. Дегтярев Б. М. Защита оснований зданий и сооружений от воздействия подземных вод / Б. М. Дегтярев, Е. С. Дзекцер, А. Ж. Муфтахов. – М., СИ, 1985. – 264 с.
8. Зоценко М. Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти : підручник / [М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев та ін.]. – Полтава : ПНТУ, 2003. – 446 с.
9. Корнієнко М. В. Основи і фундаменти : навч. посібник / М. В. Корнієнко. – Київ : КНУБА. 2012. – 164 с.
10. Кушнір С. Г. Расчет осадок оснований зданий и сооружений / С. Г. Кушнір. – Киев : «Будивельник», 1990. – 141 с.
11. Малышев М. В. Прочность ґрунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М. :Стройиздат, 1980. – 136 с.

12. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под редакцией Е. А. Сорочана. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
13. Smith G. N. Elements of soil mechanics for civil and mining engineers / G. N. Smith. – New York, 1970. – 424 p.
14. Somerville S. H. Dictionary of geotechnics / S. H. Somerville, V. A. Paul. – London, 1986. – 240 p.
15. Терцаги К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М. : Госстройиздат, 1961– 507 с.
16. Механика грунтов, основания и фундаменты : учебное пособие для строительных вузов – [2-ое изд., перераб. и доп.] / [С. Б. Ухов, В. В. Семенов и др.]. – М. : Высш. шк., 2002. – 566 с.
17. Фурсович М. О. Конспект лекцій «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» для студентів спеціальності 6.092100 – Промислове та цивільне будівництво» стаціонарної та заочної форм навчання / М. О. Фурсович. – Рівне : УДУВГП, 2002, – 88 с.
18. Цитович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цитович. – М. : «Высшая школа», 1983. – 288 с.
19. Швецов Г. И. Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты : учебник. для вузов по спец. «Строительство» / Г. И. Швецов. – М. : Высш. шк., 1987. – 296 с.
20. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник / [В. Б. Швець, І. П. Бойко, Ю. Л. Винников та ін.]. – Дніпропетровськ : «Пороги», 2012. – 197 с.
21. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / [Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін.]. за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с. <https://eprints.kname.edu.ua/45175/>

Навчальне видання

АЛЕКСАНДРОВИЧ Вадим Анатолійович,
ГАВРИЛЮК Ольга Володимирівна,
КОБЗАР Юрій Іванович

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ І ОСНОВИ ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для студентів усіх форм навчання
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Відповідальний за випуск *Г. М. Левенко*

Технічний редактор О. В. Михаленко

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2021, поз. 6Л.

Підп. до друку 05.02.2021. Формат 60 × 84/16.

Друк на ризографі. Ум. друк. арк. 4,5.

Тираж 50 пр. Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.