

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

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

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ І ОСНОВИ ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ



*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти всіх форм навчання
зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2023

УДК 626/627

Александрович В. А. Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології / В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. – 111 с.

Автори:

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

Рецензент

Г. М. Левенко, кандидат технічних наук, провідний інженер
(Bauingenieurs Büro ITT Portconsult GmbH)

Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 7 від 23.05.2023.

Конспект лекцій складено з метою допомогти студентам будівельних спеціальностей вишів під час підготовки до занять та іспитів з дисципліни «Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування».

©В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар,
О. В. Гаврилюк, 2023
© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023

ЗМІСТ

Вступ.....	5
Змістовий модуль 1 Механіка ґрунтів.....	6
Тема 1 Загальна характеристика ґрунтів.....	6
1.1 Склад та будова ґрунту.....	6
1.2 Інженерно-геологічна класифікація ґрунтів.....	10
1.3 Фізичні характеристики ґрунтів.....	20
Тема 2 Механічні властивості ґрунтів.....	28
2.1 Стисливість ґрунтів.....	28
2.2 Водопроникність ґрунтів.....	31
2.3 Опір ґрунту на зсуву.....	33
2.4 Поняття про напруження в ґрунтовому масиві.....	35
Змістовий модуль 2 Основи і фундаменти.....	39
Тема 3 Міцність ґрунтів.....	39
3.1 Фази напруженого стану ґрунтів.....	39
3.2 Стійкість ґрунтових масивів.....	42
3.3 Метод круглоциліндричних поверхонь.....	45
Тема 4 Фундаменти мілкового закладання.....	49
4.1 Визначення глибини закладання фундаменту.....	52
4.2 Визначення ширини підшви фундаменту.....	54
4.3 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.....	57
Тема 5 Пальові фундаменти.....	59
5.1 Технологія улаштування паль.....	64
5.2 Визначення несучої здатності палі (розрахунки).....	68

Змістовий модуль 3 Фундаменти у складних інженерно-геологічних умовах.....	70
Тема 6 Особливі ґрунтові умови.....	70
6.1 Фундаменти на просідаючих ґрунтах.....	70
6.2 Фундаменти на набухаючих ґрунтах.....	77
6.3 Фундаменти на мерзлих і пучинистих ґрунтах.....	78
6.4 Фундаменти на насипних та намивних ґрунтах.....	79
6.5 Фундаменти на слабких та заторфованих ґрунтах.....	80
6.6 Фундаменти на засолених ґрунтах.....	82
6.7 Фундаменти на територіях з підземними порожнинами.....	83
6.8 Фундаменти в сейсмічних регіонах.....	84
6.9 Фундаменти на зсувонебезпечних територіях.....	85
Тема 7 Засоби підсилення основ та фундаментів.....	88
7.1 Натурні обстеження фундаментів та основ.....	88
7.2 Зміцнення і підсилення основ.....	88
7.3 Підсилення і реконструкція фундаментів неглибокого закладання.....	92
7.4 Підсилення пальових фундаментів.....	94
7.5 Підвищення стійкості будівель і споруд, розташованих на нестійких схилах.....	95
7.6 Зведення фундаментів поблизу існуючих будівель.....	98
7.7 Основні методи підсилення основ та фундаментів.....	102
Список використаних джерел.....	108

ВСТУП

Конспект лекцій розроблено відповідно до робочої програми курсу «Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування» і відповідає вимогам програми підготовки бакалаврів, які навчаються за спеціальністю 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології.

Завданням дисципліни є ознайомити студентів з інженерно-геологічними умовами на майданчику будівництва; фізичними та механічними властивостями ґрунтів, які визначаються за допомогою польових та лабораторних випробувань; навчити визначати типи фундаментів сучасного будівництва.

Дисципліна розглядає теорію і практику визначених завдань і складається з трьох розділів: «Механіка ґрунтів», «Основи та фундаменти», «Фундаменти у складних інженерно-геологічних умовах».

У 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.

У 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 цій дисципліні, дасть змогу майбутнім фахівцям – будівельникам правильно оцінити й навчитися обирати конструктивні рішення фундаментів за результатами інженерно-геологічного вишукування та використовувати підходи при будівництві на територіях із складними інженерно-геологічними умовами.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 1

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ

ТЕМА 1 ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ҐРУНТІВ

«Механіка ґрунтів» як дисципліна базується на низці курсів, зокрема, теоретична частина – на висновках і положеннях інженерної геології, теоретичної і будівельної механіки. Крім того, під час проектування фундаментів необхідно вирішувати питання, пов'язані з вибором будівельних матеріалів, технологічних прийомів виконання робіт, з економічною оцінкою розглянутих варіантів.

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

Ученими – засновниками сучасної школи механіки ґрунтів і фундаментобудування можна вважати В. Р. Березанцева, М. М. Герсєванова, М. І. Горбунова-Посадова, Б. І. Далматова, К. Є. Єгорова, М. В. Малишева, М. М. Маслоva, 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.

1.1 Склад та будова ґрунту

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

Ґрунти (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96) – це гірські породи, техногенні утворення, що становлять багатокомпонентну й багатообразну геологічну систему та є об’єктом інженерно-господарської діяльності людини.

Ґрунти – це складна термодинамічна система, яка є багатофазною і неоднорідною (рис. 1.1).

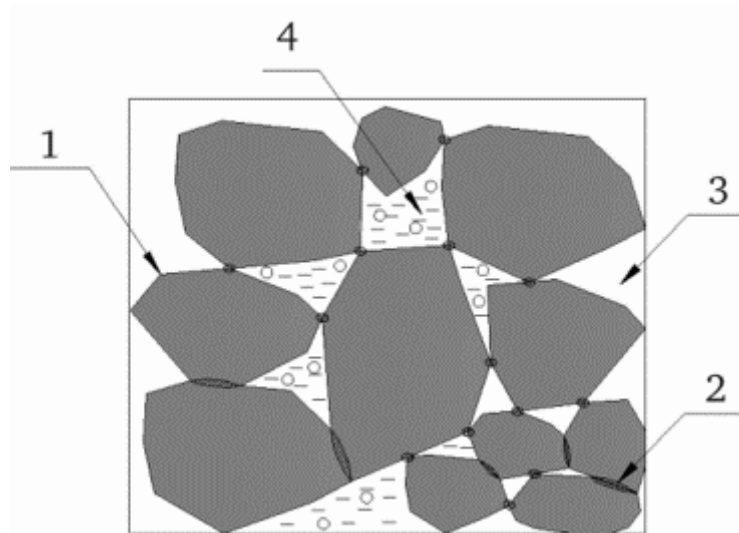


Рисунок 1.1 – Термодинамічна модель ґрунту: 1 – мінеральні частки (тверда фаза); 2 – структурні зв’язки між мінеральними частками; 3 – пори, заповнені газом або паром; 4 – пори, заповнені водою та розчиненим у воді газом

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 заповнюється повітрям, а частково водою, є трикомпонентною (трифазною) системою. Якщо всі пори в ґрунті заповнені водою, то ґрунт є двокомпонентною (двофазною) системою.

Систему мінеральних часток називають скелетом ґрунту. Між мінеральними частками ґрунту існують цементаційні або колоїдні зв’язки, міцність яких визначає міру зв’язаності ґрунту.

Простір між мінеральними частками, заповнений водою, газом або паром, називають порами, а тиск у порах – поровим тиском.

Складові компоненти ґрунту під впливом температур і тиску можуть зазнавати процесів фазових переходів. Наприклад, за низьких температур вода (рідка фаза) може частково переходити в лід (тверда фаза). Якщо зразок ґрунту витягують з великої глибини, поровий тиск падає, що призводить до пружного розширення. Завдяки цьому в ґрунті відбуваються процеси газовиділення та перетворення частини порової води в пар (пароутворення). У разі підвищення порового тиску можуть спостерігатися процеси газорозчинення і конденсації пари. Усі ці процеси перетворення враховуються під час розрахунків гідротехнічних споруд.

Тверда, рідка і газоподібна компоненти ґрунту знаходяться в постійній взаємодії. У зоні впливу будівель та інженерних споруд у ґрунтах, як правило, одночасно присутні всі три фазові компоненти. На великих глибинах ґрунти складаються з двох і навіть з однієї компоненти. У разі зовнішніх дій трикомпонентна система ґрунту може переходити в двокомпонентну, а двокомпонентна – в однокомпонентну.

Основа – область ґрунтового масиву, що безпосередньо сприймає навантаження від будівлі або споруди, деформується 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 стиснутої 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 та природні – ґрунти природного складання. Якщо в основі залягає один шар ґрунту, то така основа називається однорідною або одношаровою, якщо декілька шарів – неоднорідною або багатшаровою. Шар, на який опирається фундамент, називається робочим шаром.

Шари, які залягають нижче робочого шару, називаються підстильними шарами (рис 1.2).

Фундаментом називається підземна частина споруди, яка служить для передачі і рівномірного розподілу на основу навантаження від споруди.

Під будовою ґрунту розуміють сукупність його структурно-текстурних особливостей.

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

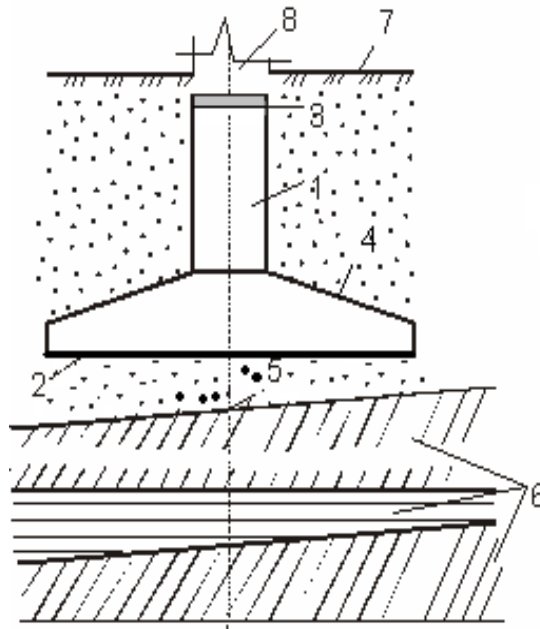


Рисунок 1.2 – Фундаменту неглибокого закладання: 1 – фундамент; 2 – підшва фундаменту; 3 – обріз фундаменту; 4 – уступ фундаменту; 5 – несучий шар ґрунту; 6 – шар, на який опирається фундамент та підстильні шари ґрунтів; 7 – поверхня землі; 8 – надземна конструкція

Виокремлюють водно-колоїдні та кристалізаційні зв'язки між частками ґрунту. Водно-колоїдні зв'язки в'язкопластичні, м'які, зворотні, обумовлені електромолекулярними силами взаємодії. Чим більше води в об'ємі ґрунту, тем слабкіші водно-колоїдні зв'язки. Кристалізаційні зв'язки тендітні, тверді, незворотні, що виникають внаслідок дії хімічних сил .

Для оцінки будівельних властивостей ґрунтів дуже важливим є визначення текстури. Текстура ґрунтів – просторове розміщення й взаємне розташування

часток ґрунтів і їх агрегатів, що характеризує неоднорідність ґрунтової товщі (масиву).

Розрізняють такі текстури:

- шаруваті (тонко- і грубошарувата, стрічкова);
- злиті (масивна, прихованошарувата);
- складні (макропорувата, ніздрювата, порфіроподібна).

Для осадових ґрунтів найбільш характерні масивна та шарувата текстури.

Особливе значення текстура має для глинистих ґрунтів (рис. 1.3).

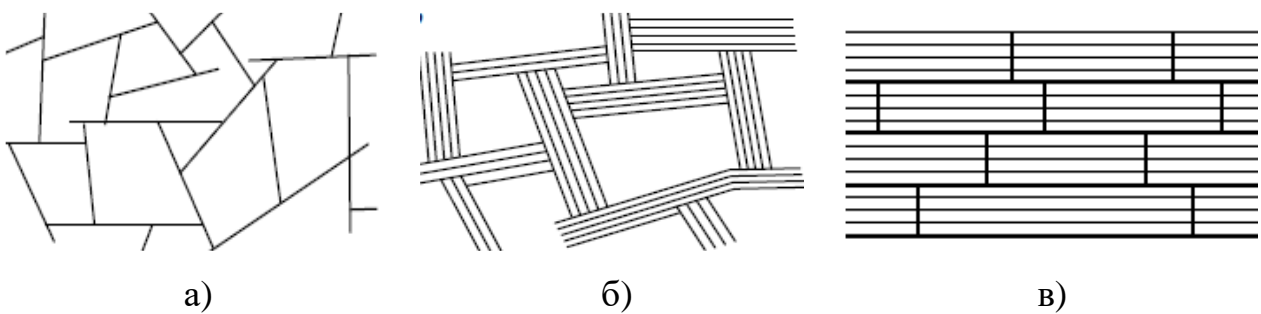


Рисунок 1.3 – Моделі текстури глинистих ґрунтів:
а – «карткова хатинка»; б – «книжкова хатка»; в – купкова текстура

1.2 Інженерно-геологічна класифікація ґрунтів

Під час вирішення практичних завдань будівництва важливо використовувати чіткі класифікаційні найменування ґрунтів, що враховують їхній склад і будову. Наразі використовується класифікація ґрунтів згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ця класифікація поширюється на всі ґрунти й використовується під час проведення інженерно-геологічних розвідувальних робіт, а також під час проектування й зведення будівель і споруд. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 прийнята така супідрядність класифікаційних найменувань (таксонометричні одиниці): клас – група – підгрупа – тип – вид – різновид (табл. 1.1).

Таксонометричні одиниці розрізняють за групами ознак:

- клас – за загальним характером структурних зв'язків;

- група – за характером структурних зв'язків (з огляду на міцність);
- підгрупа – за походженням і умовами утворення;
- тип – за речовинним складом;
- вид – за найменуванням ґрунтів (з огляду на розміри часток і показники властивостей);
- різновиди – за кількісними показниками речового складу, властивостей і структури ґрунтів.

Сучасні стандарти вимагають супроводжувати найменування ґрунтів відомостями про їхній геологічний вік відповідно до місцевих стратиграфічних схем, прийнятих в установленому порядку.

Ґрунти (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96) розподіляються на класи – природні скельні, природні дисперсні, природні мерзлі та техногенні. Кожен клас має свої підрозділи. Так, ґрунти скельних, дисперсних і мерзлих класів об'єднуються в групи, підгрупи, типи, види й різновиди, а техногенні ґрунти спочатку поділяються на два підкласи, а далі також із них на групи, підгрупи, типи, види та різновиди.

До класу природних скельних ґрунтів належать ґрунти з жорсткими структурними зв'язками (кристалізаційними та цементаційними). Ця група охоплює дві підгрупи – скельні та напівскельні ґрунти. Розділення цього класу на типи проводиться за мінералогічним складом, а на різновиди – за властивостями ґрунтів: границею міцності на одновісний стиск у водонасиченому стані, щільність скелету ґрунту, коефіцієнтом вивітрілості, ступеням разм'якшувальності, ступенем розчинності, ступенем водопроникності, ступенем засоленості, структурою, текстурою та температурою.

Клас природних дисперсних ґрунтів (із механічними і водно-колоїдними структурними зв'язками) представлений групами зв'язних і незв'язних ґрунтів. Обидві групи представлені осадовими гірськими породами. В основу різновидів ґрунтів покладені гранулометричний склад, число пластичності, ступінь

неоднорідності, показник текучості, відносна деформація просідання, коефіцієнт пористості, коефіцієнт вивітрілості та ін.

До класу природних мерзлих ґрунтів (із криогенними структурними зв'язками, тобто цементом ґрунтів є лід) належать групи скельних, напівскельних, зв'язних ґрунтів, що знаходяться в умовах негативних температур. До цих трьох груп додається група крижаних ґрунтів у вигляді наземних і підземних льодів. Різновиди мерзлих ґрунтів виділяються за льодистістю завдяки видимим льодяним включенням, ступенем засоленості, температурно-міцнісними властивостями та криогенною текстурою.

Таблиці 1.1 – Класифікація ґрунтів (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96)

Клас	Групи	Підгрупи	Типи	Види	Різновиди
1	2	3	4	5	6
Скельні ґрунти (із жорсткими структурними зв'язками)	Скельні ґрунти	Магматичні породи	Силікатні	Граніти, базальти, габро, андезити, трахіти та ін.	Виокремлюються: за межею міцності на одноосний стиск у водонасиченому стані, щільність скелету ґрунту, коефіцієнтом вивітрілості, ступенями раз'якшувальності, ступенем розчинності, ступенем водопроникності, ступенем засоленості, структурою, текстурою та температурою
		Метаморфічні породи	Силікатні	Гнейси, сланці, кварцити	
			Карбонатні	Мармур, роговики, скарни	
			Залізисті	Залізні руди	
		Осадкові породи	Силікатні	Пісковики, конгломерати, брекчії, туфи.	
			Карбонатні	Вапняки, доломіти	
	Напівскельні ґрунти	Магматичні ефузивні породи	Силікатні	Вулканогенно-уламкові ґрунти	
		Осадкові породи	Силікатні	Аргіліти, алевроліти, пісковики	
			Крем'яністі	Опоки, трепели, діатоміти	
			Карбонатні	Крейди, мергелі, вапняки	
			Сульфатні	Гіпси, ангідрити	
	Галоїдні	Галіти, карналіти			

13

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4		5	6
Дисперсні ґрунти (із механічними та водно-колоїдними зв'язками)	Зв'язні ґрунти	Осадіві породи	Мінеральні		Глинисті ґрунти	Виокремлюють: за гранулометричним складом, числом пластичності, ступенем неоднорідності, показником текучості, відносною деформацією просідання, коефіцієнтом пористості, коефіцієнтом вивітрілості та ін.
			Органо-мінеральні		Мули, сапропелі, заторфовані ґрунти	
			Органічні		Торф та ін.	
	Силікатні, карбонатні, полімінеральні		Піски, великоуламкові ґрунти			
Техногенні ґрунти (із різними структурними зв'язками)	Скельні та напівскельні ґрунти	Природні утворення, змінні в умовах природного залягання	Змінні фізичною і фізико-хімічною дією	Ті саме, що і для природних скельних ґрунтів	Ті саме, що і для природних скельних ґрунтів	Виокремлюються, як відповідні різновиди класів природних ґрунтів з огляду на специфічні особливості та властивості техногенних ґрунтів
	Зв'язні ґрунти			Ті саме, що і для природних і скельних ґрунтів (роздроблених)	Ті саме, що і для природних і скельних ґрунтів (роздроблених)	
	Незв'язні ґрунти	Природні переміщені утворення	Насипні й намівні	Відходи виробництва й господарської діяльності	Побутові відходи. Промислові відходи: будівельні відходи, шлаки, шлами, золи та ін.	
		Антропогенні утворення	Насипні й намівні			

До класу техногенних ґрунтів (скельних, дисперсних і мерзлих) належать ґрунти з різними структурними зв'язками, утворені в результаті діяльності людини.

Природні скельні ґрунти

Скельний ґрунт (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996) – це ґрунт, що складається з кристалів одного або декількох мінералів, які мають жорсткі структурні зв'язки кристалізаційного типу. До них зараховують магматичні, метаморфічні та деякі осадові гірські породи, що характеризуються значною міцністю та твердістю.

За характером зв'язку між зернами скельні ґрунти поділяються на спаяні та зцементовані. До спаяних ґрунтів зараховують магматичні та метаморфічні гірські породи, деякі хомогенні осадові гірські породи (вапняки і доломіти), у яких зерна знаходяться в безпосередньому контакті та зростаються один із одним. До зцементованих ґрунтів зараховують ґрунти осадового походження (піщаники, конгломерати, брекчії, вапняки, черепашники та ін.), у яких зв'язок між зернами здійснюється за допомогою цементу, що заповнює пори.

Міцність зцементованих ґрунтів залежить від складу зерен і цементу, а також від характеру заповнення пір цементом.

Скельні ґрунти малопоруваті, практично нестискувані, нерозчинні у воді, невологоємкі, водопроникні тільки по тріщинах. Показники їхніх механічних властивостей достатньо високі.

В інженерній практиці тріщинуватість скельних ґрунтів характеризують коефіцієнтом тріщинуватої пустотності (КТП) та модуль тріщинуватості ($M_{тр}$).

КТП визначають як відношення об'єму тріщин до об'єму скельних блоків. Ця величина аналогічна пористості нескельних ґрунтів.

Модуль тріщинуватості – це кількість тріщин на 1 м довжини оголення скельного ґрунту.

В якості основної характеристики скельних ґрунтів використовують границю міцності на одноосьовий стиск R_c у водонасиченому стані (табл. 1.2).

Таблиці 1.2 – Класифікація скельних ґрунтів за межею міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані

Різнovid ґрунту	Границя міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані, R_c , МПа
Дуже міцний	>120
Міцний	120–50
Середньої міцності	50–15
Маломіцний	15–5
Зниженої міцності	5–3
Низької міцності	3–1
Дуже низької міцності	<1

Скельні ґрунти, що мають $R_c < 5$ МПа, називаються напівскельними.

Важливою характеристикою скельних ґрунтів є їх відношення до об'єму води (коефіцієнт розм'якливості у воді, k_{sof}) (табл. 1.3), а також міра вивітрюваності, що характеризується коефіцієнтом вивітрюваності (k_{wr}) (табл. 1.4).

Таблиця 1.3 – Класифікація скельних ґрунтів за коефіцієнт розм'якливості у воді

Різнovid ґрунту	Коефіцієнт розм'якливості у воді, k_{sof}
Розм'якшувальний	<0,75
Нерозм'якшувальний	$\geq 0,75$

Таблиця 1.4 – Класифікація скельних ґрунтів за коефіцієнтом вивітрюваності

Різнovid ґрунту	Коефіцієнтом вивітрюваності, k_{wr}
Невивітрений	1,0
Слабовивітрений	1,0–0,90
Вивітрілий	0,90–0,80
Сильновивітрілий	<0,80

Природні дисперсні ґрунти

Ґрунти цього класу найпоширеніші на земній поверхні. До цього класу належать дві групи:

- незв'язні ґрунти – ґрунти з механічними зв'язками, що представлені пісками та великоуламковими ґрунтами;
- зв'язні ґрунти – ґрунти з водно-колоїдними зв'язками, що представлені глинистими, органо-мінеральними та органічними утвореннями.

Незв'язні ґрунти

Великоуламкові ґрунти складаються з уламків гірських порід розміром більше 2 мм, що мають переважно полімінеральний склад. Ці ґрунти (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996) поділяються за формою та розміром уламків (табл. 1.5).

Пори у великоуламкових ґрунтах можуть бути вільними або заповненими піщаним, пилюватим або глинистим матеріалом. За такої умови пористість ґрунту знижується до 25–30 %. Якщо такого заповнювача більше 30 % (за масою повітряно-сухого ґрунту), то до найменування ґрунту додається назва заповнювача, наприклад, глинистий гравій.

Таблиця 1.5 – Класифікація великоуламкових ґрунтів за розміром часток

Різновид ґрунту	Розмір часток (зернин), d, мм	Вміст часток (зерен), %, за масою
Валунний (за переважною більшістю необкатаних часток – глибистий)	>200	>50
Галечниковий (при необкатаних гранях – щибенистий)	>10	>50
Гравійний (при необкатаних гранях – жорстуватий)	>2	>50

У разі відсутності дрібнозернистого матеріалу великоуламкові ґрунти вирізняються значною водопроникністю.

Піщані ґрунти (піски) – це сипкі ґрунти в сухому стані, що не мають пластичності, містять дуже високий відсоток піску (понад 70 %), гранулометрія якого коливається від 0,004 до 2 мм. Згідно з ДСТУ б В.2.1-2 пісок – це незв’язний мінеральний ґрунт, у якому маса часток розміром менше 2 мм становить 50 %.

Піски становлять масу часток із механічними зв’язками. За розміром часток (зернин) піски (згідно з ДСТУ б В.2.1-2-1996) поділяються на гравіюваті, крупні, середньої крупності, мілкі та пилюваті (табл. 1.6).

Таблиця 1.6 – Класифікація пісків за розміром часток

Різновид ґрунту	Розмір часток (зернин), d, мм	Вміст часток (зернин), %, за масою
Гравіюватий	>2	>25
Крупний	>0,50	>50
Середньої крупності	>0,25	>50
Мілкий	>0,10	≥75
Пилюватий	>0,10	<75

Завдяки відкритій поруватості піски завжди водопроникні.

Зв’язні ґрунти

Група зв’язних ґрунтів об’єднує мінеральні глинисті ґрунти, органомінеральні ґрунти (мули, сапропелі та заторфовані ґрунти), органічні ґрунти (торф). Для них характерна залежність міцності та інших властивостей від вологості. Зважаючи на величину вологості, у цих ґрунтах переважають структурні зв’язки різного характеру: іоно-електростатичні, капілярні та молекулярні.

Глинисті ґрунти є одним із найбільш поширених видів ґрунтів. Глинисті ґрунти представлені трьома літологічними різновидами: супіски, суглинки та глини.

Глини складені глинистими мінералами (до 95 %), серед яких переважають гідрослюди, а як домішки присутні каолініт, монтморилоніт, глауконіт та ін. Суглинки, окрім глинистих мінералів складені на 30–50 % кластогенними мінералами (кварц, польовий шпат та ін.), що мають розмір пилуватих часток. У складі супісків основне місце займають кластогенні мінерали (кварц, польові шпати та ін.), а глинисті мінерали займають лише від 10–20 %. До основних фізичних властивостей глинистих ґрунтів зараховують: пористість, вологість, поглинальну здатність, пластичність, консистенцію, клейкість, набрякання, осідання та ін.

Техногенні ґрунти

Техногенні ґрунти – це природні ґрунти, змінені та переміщені в результаті виробничої та господарської діяльності людини, та антропогенні ґрунти. Потужність їх може коливатися від 1 до 10 м і більше (у місцях засипання колодязів і шахт їхня потужність досягає 100 м). Мінімальні потужності використовуються у місцях нової забудови.

Серед техногенних ґрунтів розрізняють насипні, намивні та змінені на місці ґрунти. Найчастіше зустрічаються насипні ґрунти.

Насипні ґрунти – це техногенні ґрунти, переміщення та укладання яких здійснюється з використанням транспортних засобів або вибухів. Серед них виділяють два типи ґрунтів: будівельний та промисловий. Насипні ґрунти будівельного типу – ґрунти насипів автомобільних і залізничних доріг, гребель і дамб, насипи під основи будівель та ін. До промислових насипних ґрунтів зараховують вироблені гірські породи гірничорудної промисловості, гірські вироблення та ін.

Нерівномірні осідання та деформації будівель та інженерних споруд, що побудовані на насипних ґрунтах, відбуваються завдяки нерівномірній потужності цих ґрунтів, неоднорідного складу та значного вмісту (до 60 %) органічних речовин та ін.

Із часом насипні ґрунти ущільнюються та набудуть міцності.

Намивні ґрунти – техногенні ґрунти, переміщення та укладання яких здійснюється за допомогою гідромеханізації. Серед намивних ґрунтів розрізняють ґрунти будівельного та гірського типів. До будівельного типу належать ґрунти гребель, насипів, а також спеціально створених масивів із намивних пісків. Ці масиви дозволяють освоювати заплави та болота для промислового і цивільного будівництва. Гірський тип намивних ґрунтів утворюється під час скидання розкривних гірських порід на родовищах корисних копалин.

Виділяється три стадії формування властивостей намивних ґрунтів: ущільнення, зміцнення та стабілізація стану ґрунту.

1.3 Фізичні характеристики ґрунтів

Фізичні характеристики ґрунтів підрозділяються на основні, похідні та класифікаційні. Основними є характеристики, що визначаються на основі лабораторних досліджень. Інші фізичні характеристики є розрахунковими.

Основні фізичні характеристики ґрунтів

Експериментально визначають три основні характеристики ґрунтів: щільність ґрунту, щільність часток ґрунту та вологість.



Рисунок 1.4 – Модель ґрунту: v – об’єм зразка ґрунту; v_s – об’єм мінеральних часток ґрунту; v_n – об’єм пір; v_w – об’єм води в порах; m – маса зразка ґрунту; m_s – маса часток ґрунту(скелета); m_w – маса води

Щільність ґрунту (ρ) – відношення маси ґрунту (включаючи масу води в його порах) до займаного цим ґрунтом об’єму:

$$\rho = \frac{m_s + m_w}{v_s + v_n} = \frac{m}{v}.$$

Щільність ґрунту вимірюється в г/см^3 або т/м^3 . Величина щільності ґрунтів залежить від мінерального складу, пористості, вологості та інших показників і коливається в широких межах (від 1,2 до 3,5 г/см^3).

Щільність часток ґрунту (ρ_s) – відношення маси твердих часток ґрунту до їхнього об’єму:

$$\rho_s = \frac{m_s}{v_s}.$$

Щільність часток залежить тільки від їхнього мінералогічного складу. Для скельних ґрунтів вона зазвичай змінюється від 2,4 до 3,3 г/см^3 , для нескельних ґрунтів від 2,4 до 2,8 г/см^3 .

Щільність твердих часток ґрунту знаходять за допомогою пікнометра.

Вологість ґрунту (w) – відношення маси води, що міститься в ґрунті, до маси сухого ґрунту:

$$w = \frac{m - m_s}{m_s} = \frac{m_w}{m_s}.$$

Вологість ґрунту приймається в долях одиниці.

У лабораторних умовах вологість визначають шляхом висушування ґрунту в сушильній шафі за $t = 105\text{ }^\circ\text{C}$ упродовж 3–5 годин до постійної маси (абсолютно-сухого стану), а в польових умовах – електрометрією та радіоактивним методами.

Похідні фізичні характеристики ґрунтів

Знаючи величини щільність ґрунту, щільність часток ґрунту і вологість, можна вичислити низку характеристик ґрунту.

Щільність сухого ґрунту (ρ_d) або щільність скелету ґрунту – відношення маси сухого ґрунту (часток ґрунту) до об'єму усього ґрунту. Щільність сухого ґрунту вимірюється в г/см^3 або т/м^3 та розраховується за формулою

$$\rho_d = \frac{m_s}{v_s + v_n} = \frac{m_s}{v}$$

або

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}.$$

Поруватість ґрунту (n) – відношення об'єму пір до об'єму усього ґрунту, можна знайти за формулою

$$n = \frac{v_n}{v_n + v_s}$$

або

$$n = \frac{1 - \rho_d}{\rho_s}.$$

Коефіцієнт поруватості ґрунту (e) – відношення об'єму пор до об'єму твердих часток (скелету) ґрунту, розраховується за формулою

$$e = \frac{V_n}{V_s}$$

або

$$e = \frac{n}{1 - n},$$

або

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1,$$

або

$$e = \frac{\rho_s(1 + w)}{\rho} - 1.$$

Повна вологоємність (w_{\max}) є такою вологістю, коли усі пори ґрунту заповнені водою:

$$w_{\max} = \frac{e\rho_w}{\rho_s}.$$

Коефіцієнт водонасичення, або міра вологості (S_r), дорівнює відношенню природної вологості ґрунту до вологості, що відповідає повному заповненню пір водою, тобто до повної вологоємності та характеризує міру заповнення пор водою:

$$S_r = \frac{w}{w_{\max}}$$

або

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}.$$

Залежно від коефіцієнта водонасиченості розрізняють такі ґрунти:

- маловологі ($0 < S_r \leq 0,5$);
- вологі ($0,5 < S_r \leq 0,8$);
- насичені водою ($0,8 < S_r \leq 1,0$).

Під час розрахування навантажень на споруди та появі напруги від дії власної ваги необхідно використати певні характеристики.

Питома вага ґрунту (γ) вимірюється в Н/см³ або кН/м³ та розраховується за формулою:

$$\gamma = \rho g,$$

де $g = 9,81 \approx 10$ м/с² – прискорення вільного падіння.

Питома вага часток ґрунту (γ_s) вимірюється в Н/см³ або кН/м³ та розраховується за формулою:

$$\gamma_s = \rho_s g.$$

Питома вага сухого (скелета) ґрунту (γ_d) вимірюється в Н/см³ або кН/м³ та розраховується за формулою:

$$\gamma_d = \rho_d g.$$

Класифікаційні фізичні характеристики

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996 класифікаційними характеристиками для великоуламкових ґрунтів і пісків є гранулометричний склад і міра його неоднорідності, а для різновидів цих ґрунтів класифікаційними показниками є ще і коефіцієнт водонасичення та щільність складання (характеризується коефіцієнтом пористості). Для глинистих ґрунтів класифікаційними показниками є число пластичності, показник текучості та вміст піщаних часток за масою. За цими характеристиками встановлюють назву ґрунту.

Гранулометричний (зерновий) склад ґрунту – це найважливіша класифікаційна характеристика дисперсних ґрунтів, що відображає кількісний вміст часток різного розміру, виражений у відсотках по співвідношенню до їхньої маси.

Для визначення гранулометричного складу дисперсних ґрунтів виконується гранулометричний аналіз.

Для чисельної оцінки неоднорідності великоуламкових ґрунтів і пісків визначають міру неоднорідності гранулометричного складу (C_u):

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}},$$

де d_{10} (діючий або ефективний діаметр) – такий розмір часток, менше якого в ґрунті утримується 10 % фракцій;

d_{60} (контролюючий діаметр) – діаметр менше якого в ґрунті утримується 60 % фракцій.

Для характеристики піщаних ґрунтів використовується показник, який називається ступінь щільності (J_D):

$$J_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}},$$

де e_{\max} – коефіцієнт поруватості у гранично щільному складанні;

e – коефіцієнт пористості при природному чи штучному складанні;

e_{\min} – коефіцієнт пористості у граничнопухкому складанні.

Таблиця 1.7 – Класифікація піщаних ґрунтів за ступенем щільності

Різновид пісків	Міра щільності (J_D)
Слабоущільнений	0–0,33
Середньоущільнений	0,33–0,66
Сильноущільнений	0,66–1

Класифікація піщаних ґрунтів за коефіцієнтом поруватості наведено у таблиці 1.8.

Таблиця 1.8 – Різновиди пісків за коефіцієнтом поруватості

Вид пісків	Коефіцієнт поруватості, e		
	щільні	середньої щільності	пухкі
Гравелісті крупні, середньої крупності	<0,55	0,55–0,7	>0,7
Дрібні	<0,6	0,6–0,75	>0,75
Пилуваті	<0,6	0,6–0,8	>0,8

Властивість глинистих ґрунтів істотно змінюються залежно від їхньої вологості. Сильно зволожений глинистий ґрунт має здатність розтікатися, під час підсушування він переходить у пластичний стан, а під час подальшого

зменшення вологості – у твердий. Отже, за консистенцією розрізняють три стани глинистого ґрунту: твердий, пластичний та текучий. Межами між станами є характерні значення вологості, що називаються межею розкочування (нижня межа пластичності) та межею текучості (верхня межа пластичності).

Нижня межа пластичності (межа розкочування w_p) – така вологість, за якої глинистий ґрунт переходить із пластичного в твердий стан.

Верхня межа пластичності (межа текучості w_L) – така вологість, за якої глинистий ґрунт переходить під час зволоження з пластичного в текучий стан.

Різниця між верхньою та нижньою межею ґрунту називається числом пластичності (J_p):

$$J_p = w_L - w_p .$$

Піски не пластичні і тому мають показник пластичності менше 0,01.

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996 за числом пластичності визначають різновид глинистого ґрунту (табл. 1.9):

Таблиця 1.9 – Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності

Різновид глинистого ґрунту	Число пластичності (J_p)
Супісок	1–7
Суглинок	7–17
Глина	>17

Порівняння природної вологості глинистого ґрунту з вологістю на межі текучості та розкочування дозволяє встановити стан за консистенцією. Для цього використовують показник текучості (J_L), що є важливою класифікаційною характеристикою глинистих ґрунтів (табл. 1.11):

$$J_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} .$$

Таблиця 1.10 – Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності та гранулометричним складом

Різновид глинистого ґрунту	Число пластичності (I_p)	Вміст піщаних часток (2–0,5 мм), % за масою
Супісок: – піщанистий; – пілуватий	1–7 1–7	≥ 50 <50
Суглинок: – легкий піщанистий; – легкий пілуватий; – важкий піщанистий; – важкий пілуватий	7–12 7–12 12–17 12–17	≥ 40 <40 ≥ 40 <40
Глина: – легка піщаниста; – легка пілувата; – важка	17–27 17–27 >27	≥ 40 <40 Не регламентується

Таблиця 1.11 – Класифікація глинистих ґрунтів за показником текучості

Різновид ґрунтів	Показник текучості (I_L)
Супісок: – твердий; – пластичний; – текучий	<0,0 0,0–1,0 >1,0
Суглинки і глини: – тверді; – напівтверді; – тугопластичні; – м'якопластичні; – текучопластичні; – текучі	<0,0 0,0–0,25 0,25–0,50 0,50–0,75 0,75–1,0 >1,0

ТЕМА 2 МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Крім загальних закономірностей, яким підпорядковуються суцільні тіла, ґрунти різняться особливостями, обумовленими їхньою мінерально-дисперсною природою.

До них належать:

- стисливість ґрунтів, яка є наслідком зміни їх пористості і, 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.

2.1 Стисливість ґрунтів

Стисливість полягає в здатності змінювати будову ґрунту під зовнішнім впливом на більш компактне за рахунок зменшення поруватості.

Схема компресійного приладу (одометра) подана на рисунку 2.1.

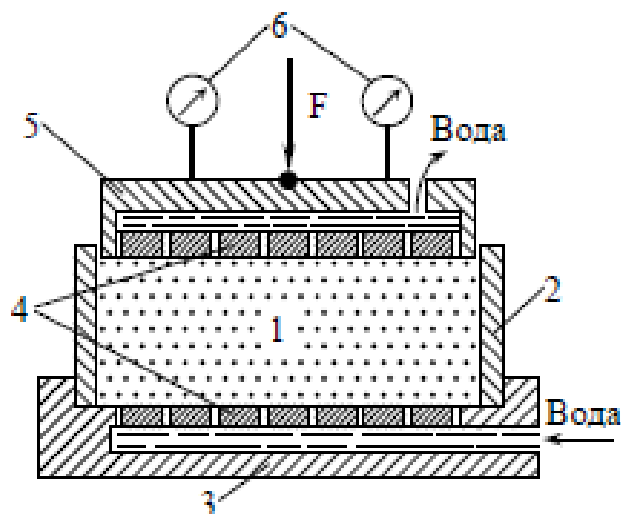


Рисунок 2.1 – Схема одометра для компресійних випробувань ґрунтів:
1 – зразок ґрунту; 2 – металеве кільце; 3 – днище; 4 – тонкі отвори; 5 – штамп;
6 – індикатори годинникового типу

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_1 , що відповідає прикладеному навантаженню p_1 у результаті стиску висота зразка h зменшується на деяку величину s_1 (що називається осіданням).

За результатами випробувань будується графік залежності коефіцієнта пористості від навантаження:

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

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 загальної деформації визначається за результатами лабораторних і польових випробувань ґрунтів і використовується при розрахунках осідань будівель і споруд.

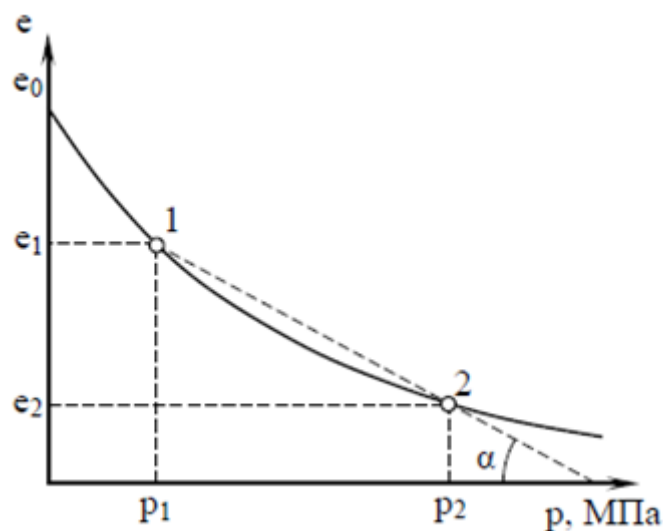


Рисунок 2.2 – Залежність коефіцієнта пористості від тиску
(компресійна крива)

Тангенс кута нахилу відрізка компресійної кривої до осі тисків є кількісною мірою стисливості ґрунту і має назву коефіцієнт стисливості (α).

При дослідженнях у лабораторії модуль загальної деформації визначається за рівнянням

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

де e_0 – початковий коефіцієнт пористості;

β – коефіцієнт, що враховує неможливість бічного розширення ґрунту (для пісків і супісків – 0,76; для суглинків – 0,63; для глин – 0,42).

За результатами польових досліджень будується графік залежності осідання від навантаження (рис. 2.3).

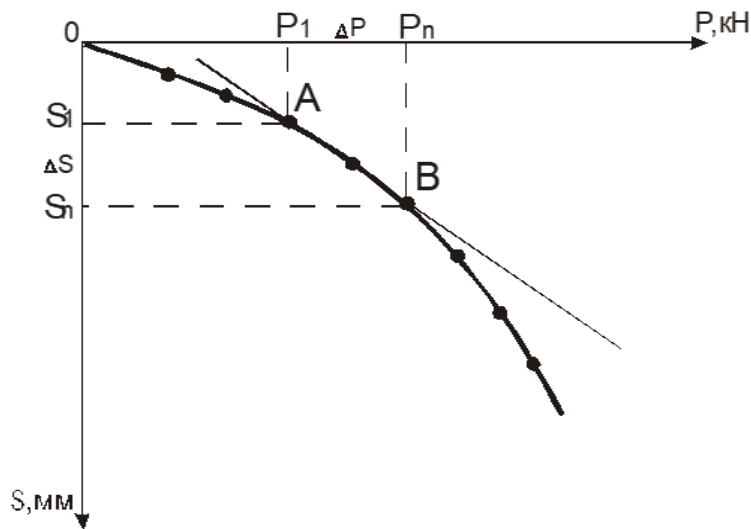


Рисунок 2.3 – Залежність P–S: S – осідання; P – навантаження

Модуль загальної деформації визначається за результатами штампових випробувань за рівнянням:

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

де ν – коефіцієнт Пуассона (для великоуламкових ґрунтів – 0,27; для пісків та супісків – 0,30; для суглинків – 0,35; для глин – 0,42);

k_p – коефіцієнт, залежний від заглиблення штампа d/D ;

d – глибина розташування штампа щодо поверхні ґрунту, см;

D – діаметр штампу, см;

k_1 – коефіцієнт форми штампа (для круглого – 0,79; для квадратного – 0,88, для прямокутного від 1,08 до 2,12 в залежності від відношення сторін);

Δp – приріст тиску на штамп, рівний $p_i - p_0$, МПа;

Δs – приріст осідання штампа, відповідний Δp і визначуваний за усереднювальною прямою, см.

2.2 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 (рис. 2.4).

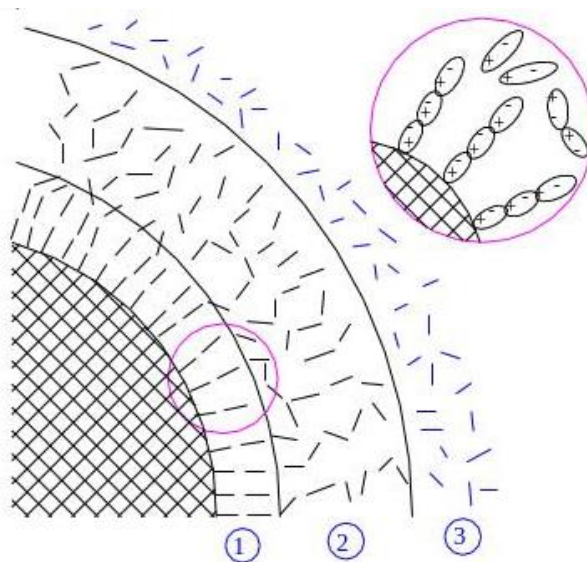


Рисунок 2.4 – Схема взаємодії твердих часток із водою: 1 – плівкова вода; 2 – капілярна вода; 3 – гравітаційна вода

Внаслідок дії електромолекулярних сил тяжіння плівки міцно зв'язаної (адсорбованої) води вилучити практично неможливо; пухкозв'язана вода – видаляється при $t = 105^\circ$.

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 ламінарним; при наявності ж перетинань і завихрень – турбулентним. Як показує досвід, рух вільної води в ґрунтах – ламінарний.

За законом Д'арсі, кількість води, що протікає за одиницю часу, визначається за формулою

$$Q = k_{\phi}AI,$$

де Q – об'єм води;

k_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації;

A – площа поперечного перерізу ґрунту;

I – гідравлічний градієнт.

Розділимо праву та ліву частини на площу потоку A , отримаємо:

$$q = k_{\phi}I,$$

де q – витрата води за одиницю часу через одиницю площі, яка дістала назву швидкості руху підземних вод і позначається, як v :

$$v = k_{\phi}I.$$

Коефіцієнт пропорційності k_{ϕ} називається коефіцієнтом фільтрації, визначається експериментально, залежить від типу порід і чисельно дорівнює швидкості руху води при $I = 1$. Коефіцієнт фільтрації для піщаних ґрунтів коливається від 10^{-2} до 10^{-3} ; для супісків і суглинків від 10^{-3} до 10^{-7} ; для глин ($<10^{-7}$).

Закон ламінарної фільтрації формулюється так: швидкість фільтрації води в порах ґрунту прямо пропорційна гідравлічному градієнту (I).

2.3 Опір ґрунту на зсуві

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.

У лабораторних умовах за ДСТУ Б В.2.1-4-96 характеристики міцності найчастіше визначають шляхом випробування на пряме зрушення у відповідному приладі (рис. 2.5).

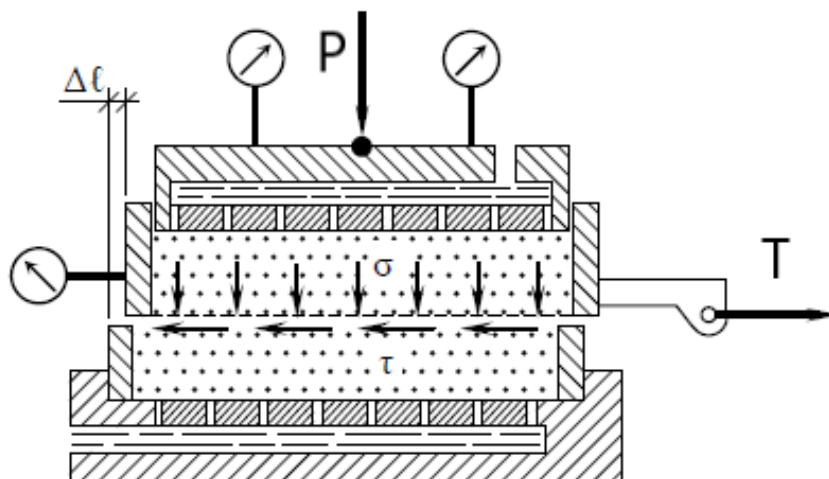


Рисунок 2.5– Схема приладу для випробувань ґрунтів на зрушення

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.

Для встановлення залежності між опором зрушенню $\tau = T/A$ і вертикальною напругою $\sigma = P/A$, де A – площа поперечного перерізу зразка, дослід проводять при кількох вертикальних напругах, які протягом одного випробування залишають постійними. Навантаження T прикладають ступенями, поки не відбудеться зрушення (або переміщення $\Delta\ell$ не досягне 5 мм). Після випробування будують графік у координатах «опір зрушенню τ – переміщення $\Delta\ell$ » (рис. 2.6, а). За ним визначають граничний опір зрушенню τ і за результатами серії випробувань будують ще один графік у координатах «граничний опір зрушенню τ – вертикальна напруга σ » (рис. 2.6, б).

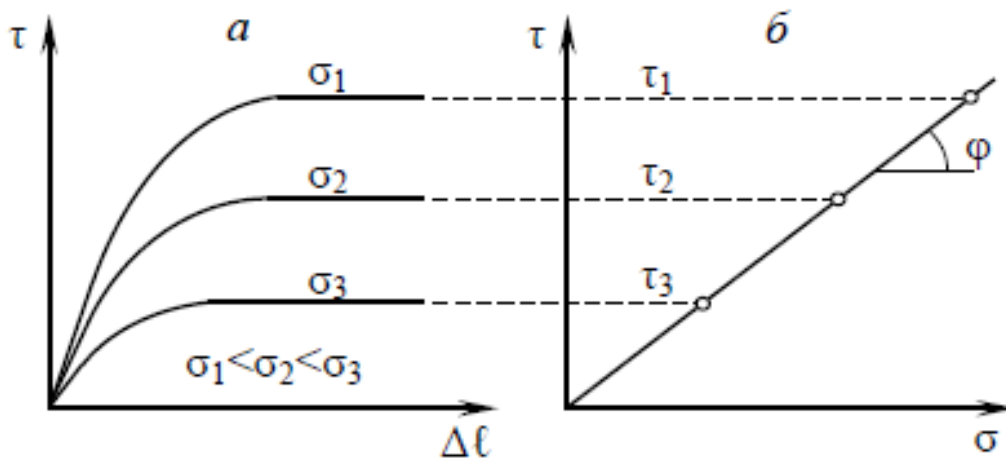


Рисунок 2.6 – Графіки опору зрушенню сипучого ґрунту: а – переміщень при зрушенні; б – граничного опору при зрушенні

Для незв'язних (сипучих) ґрунтів у межах звичайних для основ фундаментів більшості споруд ($\sigma \leq 0,3 \dots 0,5$ МПа), залежність між опором зрушенню τ та вертикальною напругою σ можна прийняти лінійною з початку координат (рис. 2.6, б). Тоді ця залежність може бути виражена рівнянням

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi ,$$

де $\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт внутрішнього тертя сипучого ґрунту;

φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

Ця залежність зумовлює закон опору незв'язних (сипучих) ґрунтів зрушенню, який формулюють так: граничний опір сипучих ґрунтів зрушенню прямо пропорційний зовнішньому нормальному тискові. Це твердження називають законом Кулона.

Аналогічні дослідження зв'язних (глинистих) ґрунтів дають дещо складнішу криволінійну, особливо на деякій початковій ділянці σ_0 залежність $\tau = f(\sigma)$, можливий графік якої наведено на рисунку 2.7.

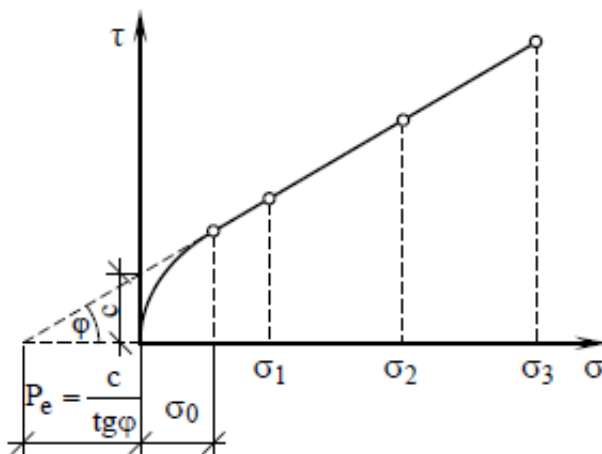


Рисунок 2.7 – Графік опору зрушенню зв'язного ґрунту

Але при напругах $\sigma = 0,05-0,5$ МПа практично маємо пряму, яку описують рівнянням

$$\tau = \sigma \text{tg}\varphi + c,$$

де c – питоме зчеплення ґрунту – відрізок, що відсікає на осі τ ця пряма.

Це рівняння є законом Кулона для зв'язних ґрунтів, який формулюють так: граничний опір зв'язних ґрунтів зрушенню при завершеній консолідації є функція першого ступеня нормальної напруги.

2.4 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 пропорційної глибині шару, який розглядається. У зв'язку з цим епюра 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) (рис. 2.8). 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 і-того шару ґрунту;

n – кількість шарів;

h_i – товщина й потужність і-того шару ґрунту.

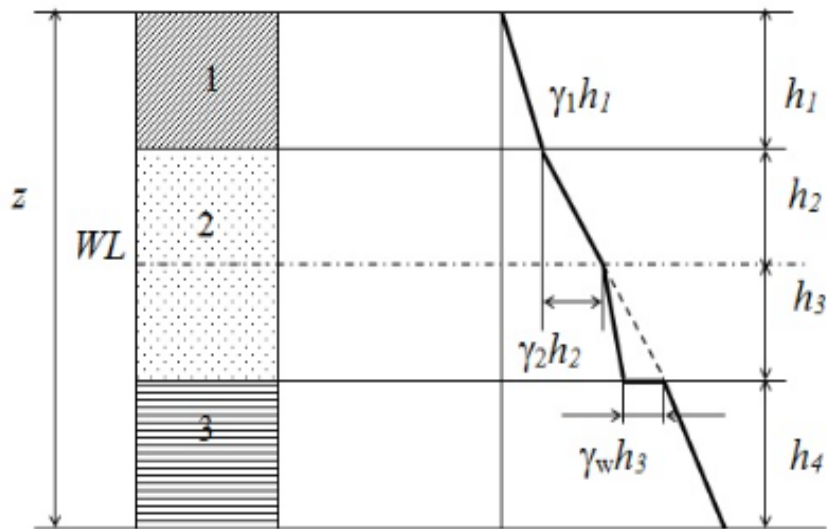


Рисунок 2.8 – Епюри розподілу напруги від власної ваги ґрунтів

Напруження від зовнішнього навантаження

Напруження у ґрунті від зовнішнього навантаження (додатковий тиск), прикладеного до ґрунтового масиву, наприклад, через підшву 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 із віддаленням в сторони (рис. 2.9).

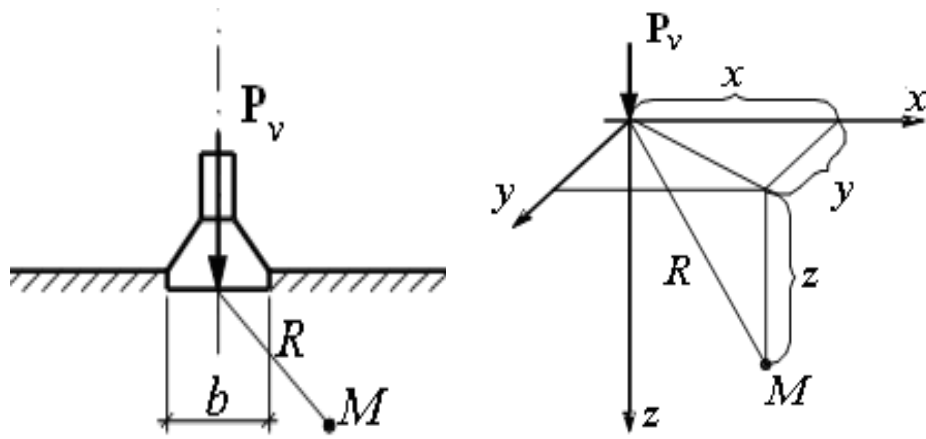


Рисунок 2.9 – Розрахункова схема: σ_{zg} – напруження від зовнішнього навантаження; $\sigma_{zg} = \alpha p_0$, α – коефіцієнт пропорційності, що враховує зменшення напруження із глибиною (табульований); p_0 – додатковий тиск по підшві фундаменту

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 2

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

ТЕМА 3 МІЦНІСТЬ ҐРУНТІВ

3.1 Фази напруженого стану ґрунтів

Нехай на поверхні ґрунту встановлено жорсткий фундамент (рис. 3.1), 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. 3.1). На кривій $S = f(P)$ можна виділити чотири ділянки.

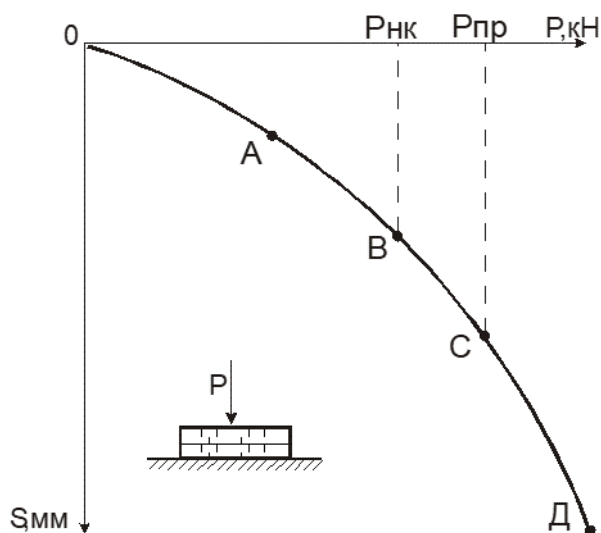


Рисунок 3.1 – Залежність P – S : $P_{нк}$ – початкове критичне навантаження,
 $P_{пр}$ – граничне навантаження

Ділянка ОА. 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 АВ. 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 майже 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 групи граничних станів відносяться:

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

До II групи 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 за I групою – за певних умов. Суть розрахунків полягає у визначенні розрахункового опору R (еквівалентного $P_{нк}$) за формулою

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

де R – розрахунковий опір ґрунту;

γ_{c1} – коефіцієнт умови роботи ґрунту (визначається за ДБН);

γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи споруди, що залежить від його конструктивної схеми – жорсткої або гнучкої (визначається за ДБН);

k – коефіцієнт, що залежить від способу визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів;

M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти несучої здатності основи, що залежать від кута внутрішнього тертя φ ;

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 свідчить про те, що розрахунки ведуться за другою групою граничних станів);

d_1 – глибина закладання подошви фундаменту, що залежить від конструктивної схеми будинку (з підвалом або без нього, типу фундаменту та ін.);

d_b – 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.

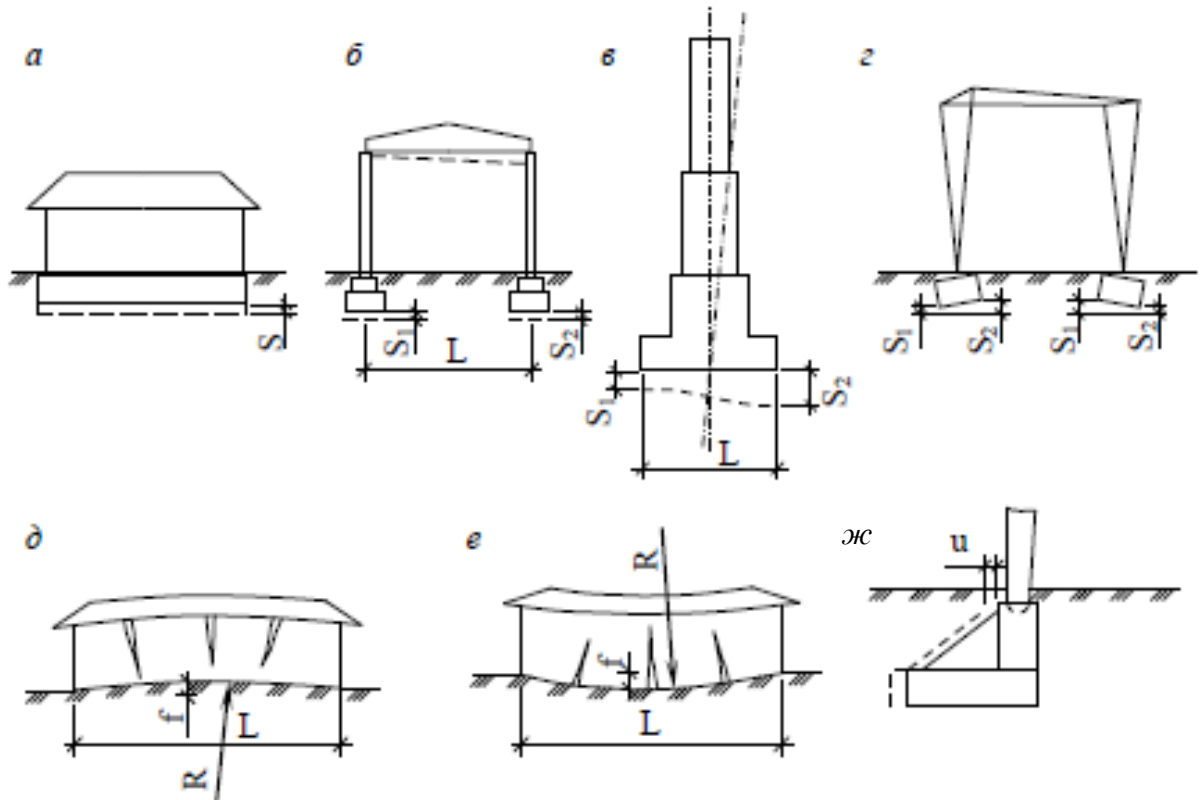


Рисунок 3.2 – Схема деформування системи «основа-будівля»:
а – абсолютне просідання; б – нерівномірне просідання; в – крен; г – закручування;
д – вигин; е – прогин; ж – горизонтальна деформація

3.2 Стійкість ґрунтових масивів

Укос – штучно створена поверхня, що обмежує ґрунтовий масив, виїмку чи насип. Природній укос називають схилом (рис. 3.3).

Кругість укосу характеризується кутом нахилу α або його тангенсом:
 $\text{tg}\alpha = H/V$.

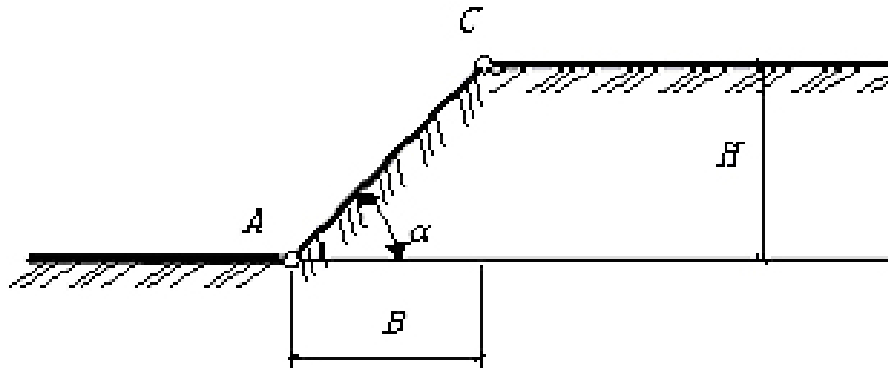


Рисунок 3.3 – Елементи укосу:

A – підошва укосу; C – бровка укосу; H – висота укосу; B – закладання укосу

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

Нерідко втрата стійкості відбувається внаслідок одночасної дії декількох факторів:

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

де k_{st} – коефіцієнт запасу стійкості;

c – питома зчеплення;

c' – питоме зчеплення в граничному стані;

$\operatorname{tg}\varphi$, $\operatorname{tg}\varphi'$ – 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 міститься тверда частинка М (рис. 3.4).

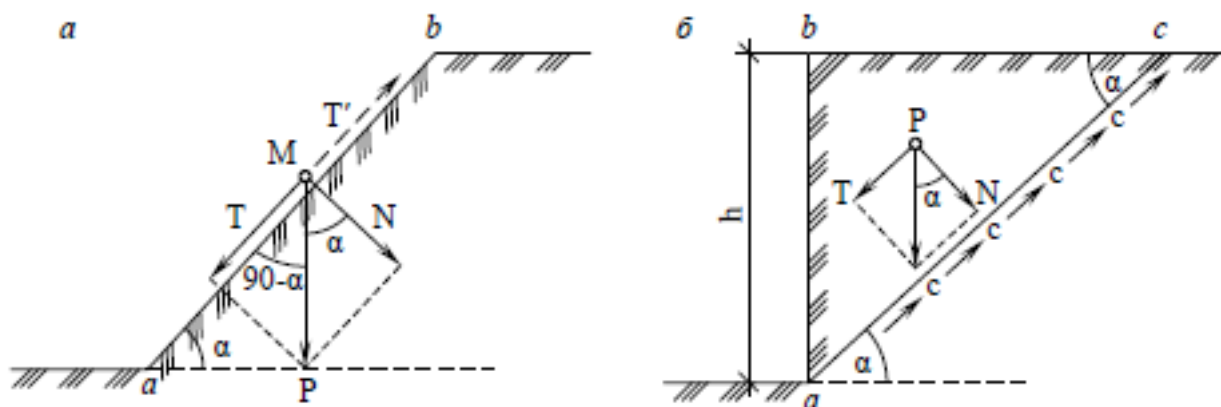


Рисунок 3.4 – Схема сил, що діють на укіс ґрунту:
а – ідеально сипучого; б – зв'язного

Розкладемо вагу частинки на нормальну до укосу N і дотичну T складові:

$$N_i = P_i \cos \alpha,$$

$$T_i = P_i \sin \alpha,$$

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

Умова рівноваги: $T_i - T_i' = 0$

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

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

$$\alpha = \varphi.$$

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

3.3 Метод круглоциліндричних поверхонь

Метод круглоциліндричної поверхні ковзання для розрахунку стійкості укосів і схилів був уперше запропонований К. Петерсоном у 1916 р. (іноді його називають методом шведського геотехнічного товариства).

Передбачається, що втрата стійкості укосу чи схилу (рис. 3.5) може відбутися в результаті обертання відсіку ґрунтового масиву відносно деякого центра О.

Поверхня ковзання в цьому випадку має вигляд дуги окружності з радіусом r і центром у точці О. Масив, що зміщується, розглядається як єдиний недеформований відсік, усі точки якого беруть участь у загальному русі. Коефіцієнт стійкості розраховують за формулою:

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}},$$

де M_{st} і M_{sa} відповідно утримуючий і перекидаючий моменти, що діють на відсік, відносно центра обертання О.

Для визначення моментів, відсік ґрунтового масиву розбивають вертикальними лініями на окремі елементи. Характер розбивки призначається з урахуванням неоднорідності ґрунту і профілю схилу так, щоб у межах відрізка дуги ковзання основи кожного i -го елемента міцності характеристики ґрунту були постійними. Обчислюють сили, що діють на кожний елемент відсіку, тобто вага ґрунту в об'ємі i -го елемента P_{gi} і прикладене до його поверхні зовнішнє навантаження P_{qi} . Суму сил $P_{qi} + P_{gi}$ переносять по лінії їхньої дії і прикладають до основи елемента (точніше, до центра його підосви). Потім цю суму розкладають на складові – нормальну до підосви i -го елемента $N_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cos \alpha_i$ і рівнобіжну підосві i -го елемента $T_i = (P_{qi} + P_{gi}) \sin \alpha_i$ сили. Далі

визначають утримуючі і-й відсік сили $T_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i$.

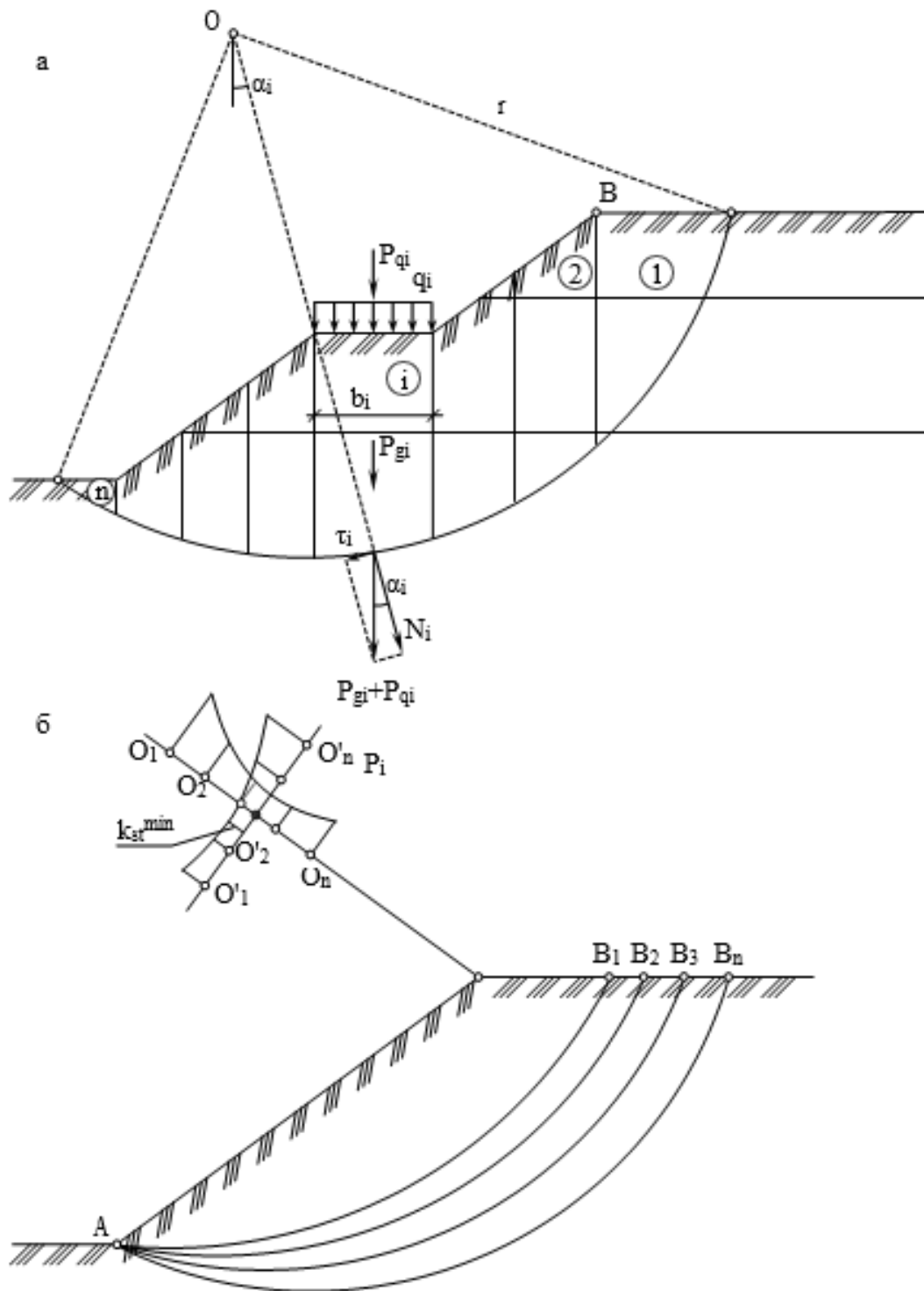


Рисунок 3.5 – До розрахунку стійкості укосу з використанням методу круглоциліндричної поверхні ковзання
Момент зрушуючих відсік сил визначають за формулою

$$M_{sa} = r \sum_{i=1}^n T_i = r \sum_{i=1}^n (P_{qi} + P_{gi}) \sin \alpha_i ,$$

а момент утримуючих відсік сил – за формулою

$$M_{st} = r \sum_{i=1}^n T_i' = r \sum_{i=1}^n [(P_{qi} + P_{gi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i].$$

Коефіцієнт стійкості укосу (схилу) визначають за формулою:

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}} = \frac{r \sum_{i=1}^n T_i'}{r \sum_{i=1}^n T_i} = \frac{\sum_{i=1}^n [(P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i]}{\sum_{i=1}^n (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \sin \alpha_i} ,$$

де K_{st} – коефіцієнт стійкості;

M_{st} і M_{sa} – відповідно утримуючий і зрушуючий моменти;

$\sum_{i=1}^n T_i$ і $\sum_{i=1}^n T_i'$ – відповідно суми утримуючих і зрушуючих сил;

r – радіус поверхні ковзання (тобто відстань від точки O до поверхні ковзання);

$P_{qi} + P_{gi}$ – сума вертикальних сил – ваги i -го елемента P_{gi} і прикладеної до його поверхні рівнодіючої зовнішніх сил P_{qi} ;

α_i – кут нахилу підшви i -го елемента до горизонту;

$l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$ – довжина підшви i -го елемента;

b_i – ширина i -го елемента;

c_i і φ_i – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя по підшві i -го елемента;

n – кількість елементів, на які розбитий відсік.

При виконанні практичних розрахунків стійкості укосів і схилів за методом круглоциліндричної поверхні необхідно визначити положення центра обертання O і радіус r , які відповідають найбільш небезпечному випадку. Для цього проводиться серія розрахунків при різних положеннях центрів обертання O та значеннях радіусу r . Найчастіше найбільш небезпечна поверхня ковзання проходить через нижню точку укосу чи схилу. Однак якщо в основі залягають

слабкі ґрунти з відносно низькими значеннями міцнісних характеристик, то ця умова може не виконуватися.

Отже, під час виконання практичних розрахунків роблять таке:

– задаються координатами центрів обертання $O_1, O_2, \dots O_n$ (зазвичай ці центри розташовують на одній прямій) і визначають відповідні їм коефіцієнти стійкості $K_{st,1}, K_{st,2}, \dots K_{st,n}$;

– для відповідних цим центрам обертання поверхням ковзання будують епюру значень цих коефіцієнтів (рис. 4.4, б);

– через точку, що відповідає мінімальному коефіцієнту стійкості $K_{st,i} = K_{st,min}$, проводять нормаль до прямої, на якій розташовані центри обертання $O_1, O_2, \dots O_n$;

– на цій нормалі задаються новими центрами обертання $O'_1, O'_2, \dots O'_{1n}$, визначають відповідні їм коефіцієнти стійкості $K'_{st,1}, K'_{st,2}, \dots K'_{st,n}$ і знову оцінюють мінімальне значення коефіцієнта стійкості.

Цей процес потрібно повторювати доти, поки не буде знайдене найменше з усіх можливих значення коефіцієнта стійкості ким, якщо виконується умова $K_{st,min}$. Укіс вважається стійким, якщо виконується умова

$$K_{st,min} \leq K_{st}^H,$$

де K_{st}^H – значення нормативного коефіцієнта стійкості.

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

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

– привантаження підосви 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 каналів 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 пальовими утримуючими конструкціями).

Необхідно відзначити, що всі перераховані заходи є дуже дорогими і трудомісткими. Тому їх застосовують тільки при належному техніко-економічному обґрунтуванні і ретельному аналізі інженерно-геологічної і гідрогеологічної обстановки. Методи розрахунку і проектування утримуючих конструкцій і протизсувних заходів докладно розглянуті в спеціальній літературі.

ТЕМА 4 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 (рис. 4.1).

Верхня межа між фундаментом і надфундаментною частиною називається площиною, обрізу або обрізом фундаменту (рис. 4.1). Нижня площина, або поверхня, якою фундамент обпирається на ґрунт, являє собою підшву фундаменту. Відстань по вертикалі між обрізом і підшвою складає висоту фундаменту h_{ϕ} .

Глибиною закладення фундаменту d називається відстань по вертикалі від найнижчого в період експлуатації споруди рівня поверхні ґрунту до підшови фундаменту. На рисунку 5.1 глибина закладення показана від лінії розмиву до підшови фундаменту.

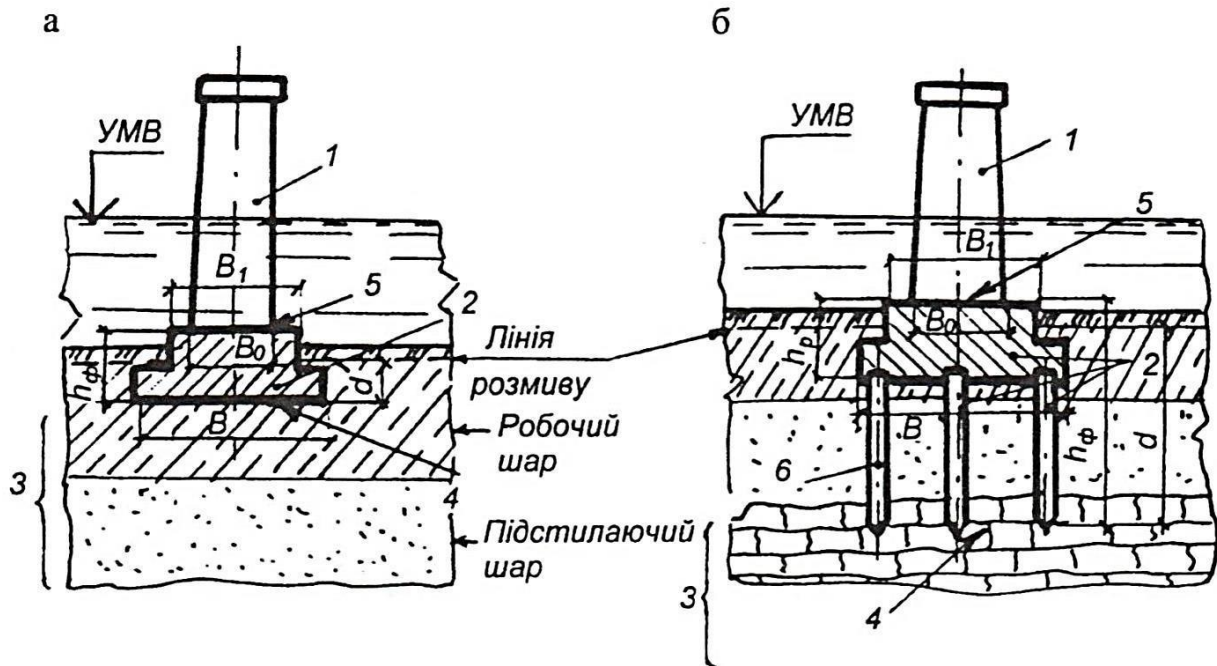


Рисунок 4.1 – Види фундаментів:

- а – фундамент на природній основі; б – пальовий фундамент;
 1 – надфундаментна частина (у даному випадку опора моста); 2 – фундамент;
 3 – основа; 4 – підшошва фундаменту; 5 – обріз фундаменту; б – палі; в – ширина надфундаментної частини (опори); B_1 – ширина фундаменту по обрізу;
 B – ширина фундаменту по підшові; h_{ϕ} – висота фундаменту; d – глибина закладення фундаменту; h_p – товщина плити ростверку

У загальному випадку висота і глибина закладення фундаменту не збігаються.

Основою називається сукупність шарів ґрунту, які залягають нижче підшови фундаменту і вбік від нього, на які передається тиск ваги споруди і фундаменту і які впливають на стійкість фундаменту і його переміщення.

При проектуванні фундаментів глибина (потужність шарів) ґрунтів обмежується на тому рівні, де тиск від зовнішнього навантаження незначний. Ця зона називається активною. Ця сукупність шарів ґрунту і називається основою.

Шар, на який опирається фундамент, називається робочим, шари, які лежать нижче, називаються підстилаючими.

За конструктивними і технологічними особливостями влаштування фундаменти бувають:

- фундаменти мілкового закладання – передають навантаження на основу через свою подошву і споруджуються у відкритих котлованах з попереднім вийманням ґрунту (рис. 4.2);

- пальові фундаменти – опираються на відносно довгі вертикальні або мало похилі стержні – палі;

- фундаменти глибокого закладання – занурюються в ґрунт з одночасним вийманням ґрунту з під них (опускні колодязі, кесони, стіна в ґрунті).

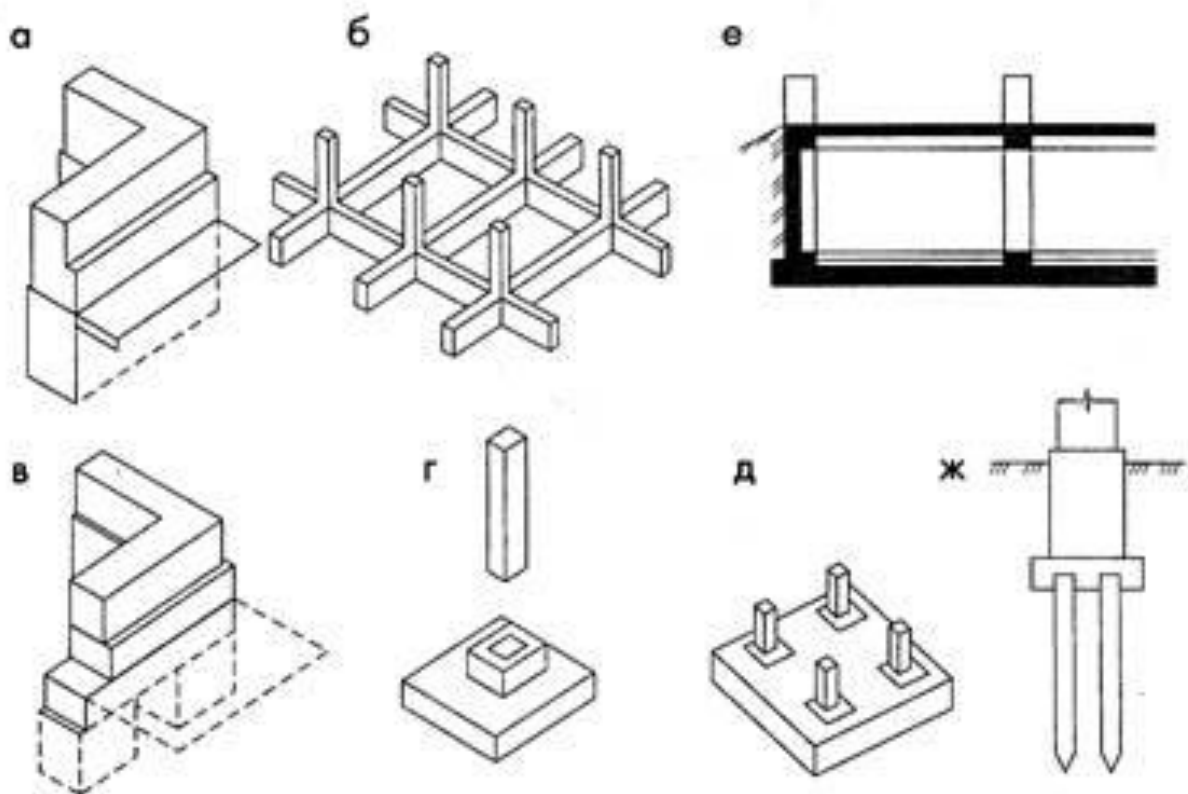


Рисунок 4.2. – Типи фундаментів: а – стрічковий під стіни; б – стрічковий монолітний під колони; в – стовпчастий під стіни; г – стовпчастий стаканного типу під колону; д – суцільна плита під колони; е – коробчастий під будівлю; ж – пальовий

За методом виготовлення фундаменти розподіляються на такі: монолітні,

збірні і збірно-монолітні.

За матеріалом – на бутові, бутобетонні, бетонні, залізобетонні, дерев'яні, металеві та комбіновані.

За формою в плані – на 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, зазвичай залізобетонних плит під всією спорудою.

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

4.1 Визначення глибини закладання фундаменту

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

При виборі глибини закладання фундаменту в першу чергу враховується три фактори:

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

Фактор 1 – Інженерно-геологічні й гідрогеологічні умови будівельного майданчика

Схема 1 – ґрунтовий масив складений надійним ґрунтом, і в цьому випадку глибина закладання фундаменту ухвалюється мінімальною $d_{\min} = 1\text{ м}$ (рис. 4.3).

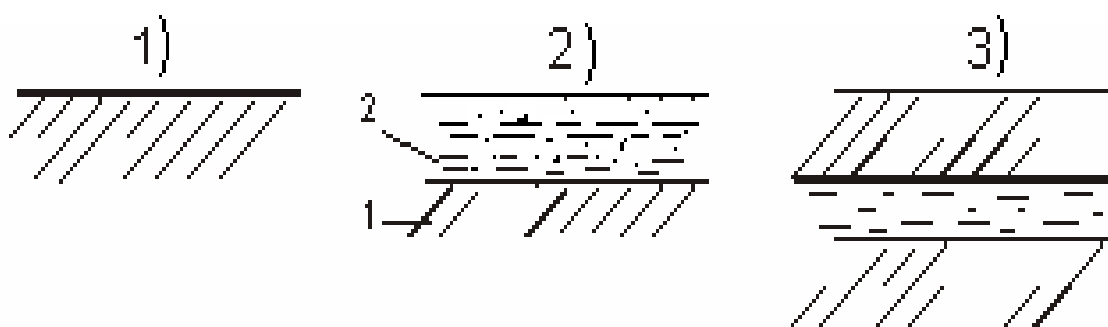


Рисунок 4.3 – Умовні схеми інженерно-геологічних умов:
1 – надійний ґрунт; 2 – слабкий ґрунт

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 (рис. 4.3).

Схема 3 – рішення також залежить від потужності верхнього шару надійного ґрунту. Якщо вона достатня, то фундаменти залишають у шарі 1, якщо немає – розв’язок за схемою 2 (рис. 4.3).

Фактор 2 – Кліматологічні особливості місцевості будівництва

Цей фактор проявляється в промерзанні ґрунтів і пов’язаним з ним морозним здиманням (обводнений ґрунт при промерзанні збільшується в обсязі, а при відтаванні зменшується). До ґрунтів, що здимаються відносяться усі глинисті ґрунти, пілуваті та дрібні водонасичені піски. Глибину закладання фундаменту визначають з урахуванням розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів k_f :

$$k_f = k_h d_{fn},$$

де k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди (для зовнішніх стін опалювальних споруд приймається відповідно до будівельних норм і правил, для неопалювальних споруд – 1,1);

d_{fn} – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів, що встановлюється за формулою:

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

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 «Будівельна кліматологія»). Глибина промерзання (d_0) – коефіцієнт, що враховує типи ґрунту:

- для великоуламкових ґрунтів він дорівнює 0,34;
- для пісків з хорошою несучою здатністю – 0,3;
- для сипучих пісків – 0,28;
- для глин і суглинків – 0,23.

Фактор 3 – Конструктивні особливості споруд, що зводяться

Глибина закладання підшви фундаменту залежить від наявності або відсутності підвалу. Фундаменти повинні розташовуватись нижче від підлоги підвалу не менше ніж на 0,5 м для стрічкових і 0,75 м для стовпчастих. Призначення глибини закладання підшви фундаменту в залежності від наявності або відсутності підвалу.

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 (збірною чи монолітною).

4.2 Визначення ширини підшви фундаменту

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 повинна задовольнятися умова

$$p_{cp} \leq R.$$

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, на основу передається навантаження від власної ваги фундаменту і навантаження від ваги ґрунту на його уступах (рис. 4.4).

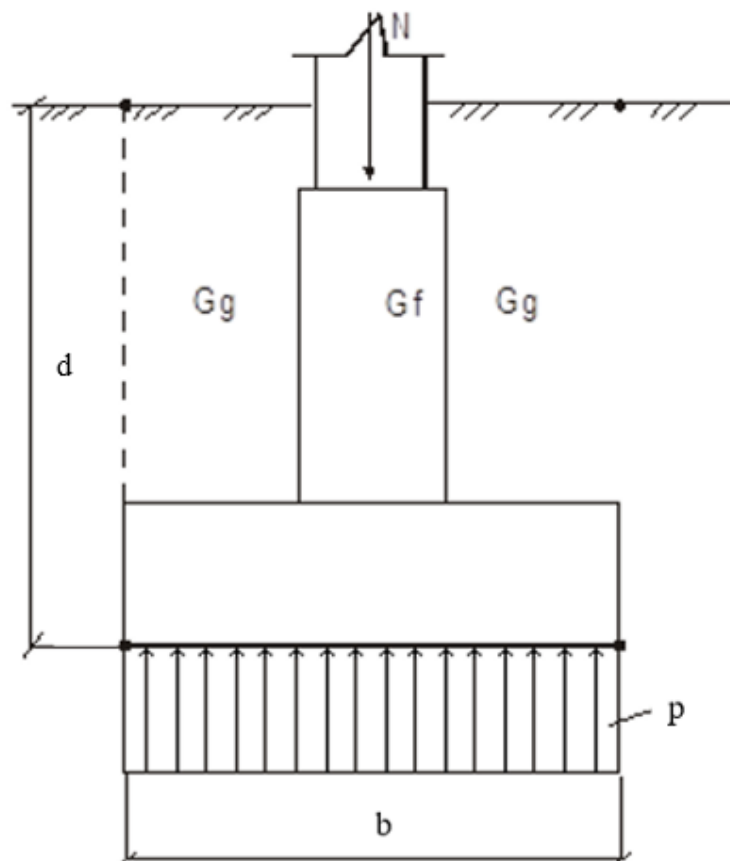


Рисунок 4.4 – До визначення ширини підшви фундаменту: N – зосереджена сила; A – площа підшви фундаменту, G_f – навантаження від власної ваги фундаменту; G_g – навантаження від ваги ґрунту на його уступах; p – тиск під підшовою фундаменту; d – глибина закладання фундаменту

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

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

де N – розрахункове навантаження (зосереджена сила);

A – площа підшви фундаменту,

G_f – навантаження від власної ваги фундаменту;

G_g – навантаження від ваги ґрунту на його уступах.

Оскільки

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

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

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

Визначення ширини підшви фундаменту (b) залежить від його виду:

– для стрічкового фундаменту

$$b = \frac{N}{R - \gamma_{mt}d};$$

– для квадратного фундаменту

$$b = \sqrt{\frac{N}{R - \gamma_{mt}d}};$$

– для прямокутного фундаменту

$$b = \sqrt{\frac{N}{(R - \gamma_{mt}d)\eta}},$$

де η – співвідношення сторін $\frac{1}{b}$ (l – довжина 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 методом послідовних наближень. Завершальним етапом розрахунків є задоволення умови

$$|b_n - b_{n+1}| \leq 0,1 \text{ м}$$

і перевірка вимоги

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

4.3 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 (рис. 4.5).

Етапи розрахунків осідання фундаменту:

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} :

4. Побудова епюри напруження від додаткового тиску:

$$\sigma_{zg} = \alpha P_0,$$

де 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:

$$s = \beta \sum \frac{\sigma_{zp_i} \bar{h}}{E_i},$$

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

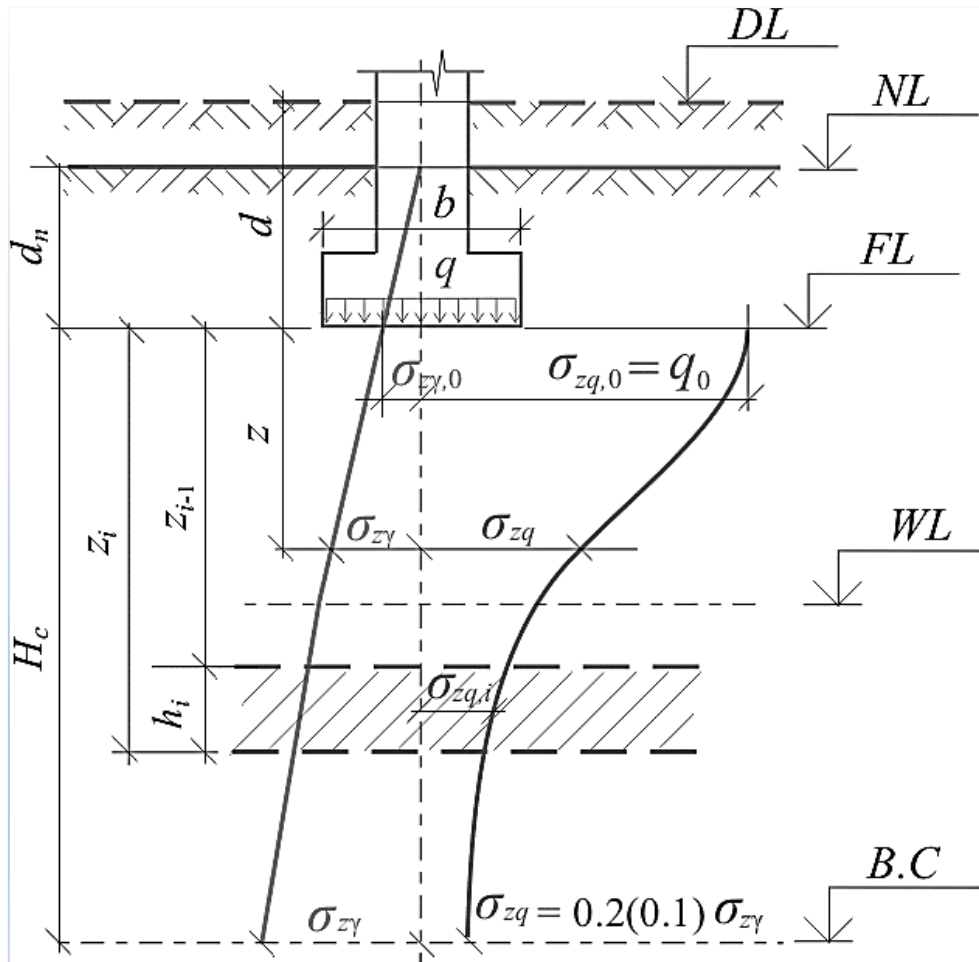


Рисунок 4.5 – Схема до визначення осідання фундаменту DL відмітка планування; FL – відмітка закладання фундаменту; WL – відмітка рівня підземних вод; BC – відмітка підшови стисливої товщі; σ_{zg_0} , σ_{zg} – відповідно вертикальна напруга від власної ваги ґрунту в рівні підшови й на глибині z від підшови; σ_{zp_0} , σ_{zp} – відповідно додаткове вертикальне напруження від зовнішнього навантаження в рівні підшови й на глибині z від підшови; σ_{zp_i} – 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

7. Зіставлення розрахункового і допустимого осідання:

$$s \leq s_u.$$

ТЕМА 5 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 (рис. 5.1).

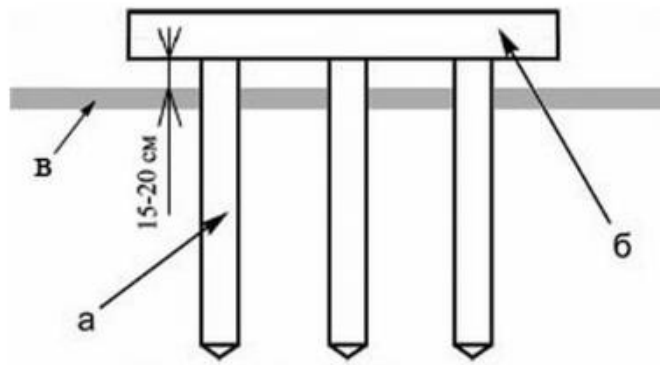


Рисунок 5.1 – Пальовий фундамент: а – палі; б – ростверк; в – ґрунт

Ростверк – розподільна конструкція (балка, плита), що об'єднує голови паль у ряди, групи чи поля для забезпечення їх спільної роботи (рис. 5.2).

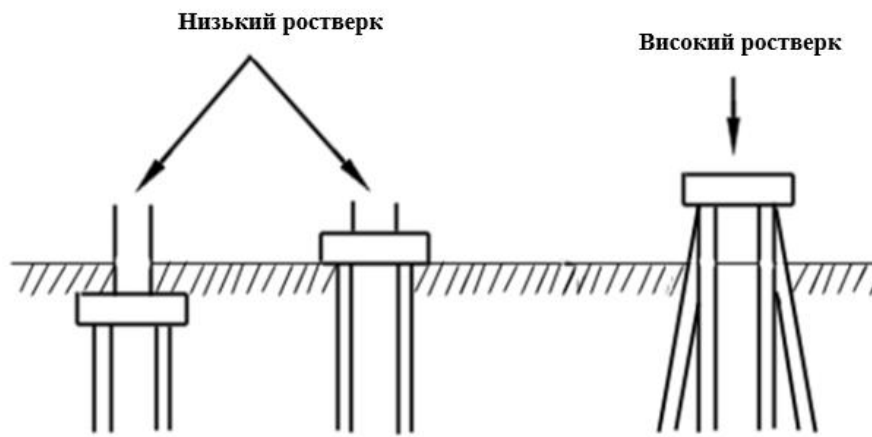


Рисунок 5.2 – Види пальових ростверків

Палі класифікуються на основі таких груп характеристик:

- за механізмом передачі навантаження;
- залежно від способу встановлення;
- за типом матеріалу тощо.

За матеріалом палі класифікуються так:

- залізобетонні (рис. 5.3, а);
- бетонні;
- сталеві (рис. 5.3, в);
- дерев'яні (рис. 5.3, б);
- комбіновані.

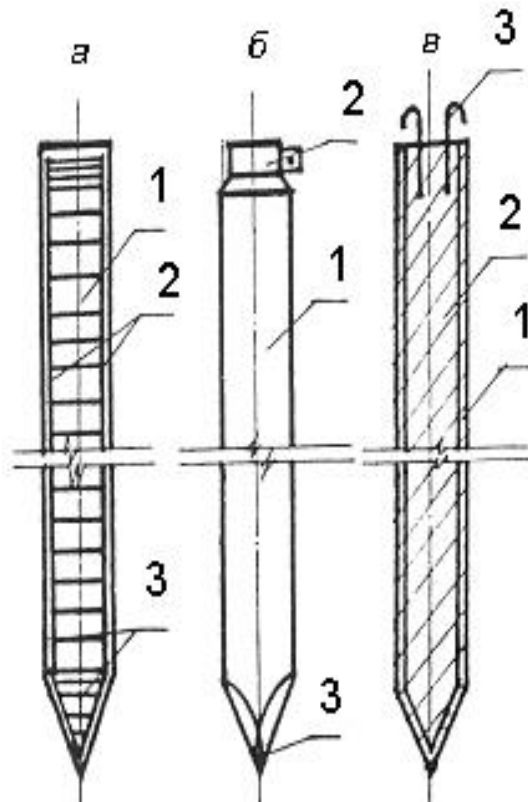


Рисунок 5.3 – Види палі: а – залізобетонна; 1 – бетон; 2 – поздовжня арматура; 3 – поперечна арматура; б – дерев'яна; 1 – стовбур; 2 – бугель (обруч); 3 – черевик з металу; в – металева; 1 – труба; 2 – бетон; 3 – арматура

За конструкцією палі різняться:

- за формою поперечного перерізу (рис. 5.4);

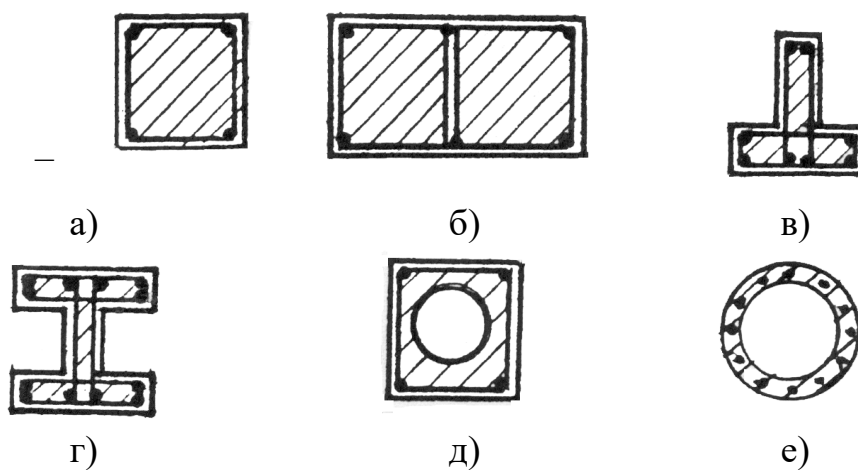


Рисунок 5.4 – Форми поперечних перерізів залізобетонних палі: а – квадратний, б – прямокутний, в – тавровий, г – двотавровий, д – квадратний з порожниною, е – круглий

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

За способом 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 (рис. 5.5);

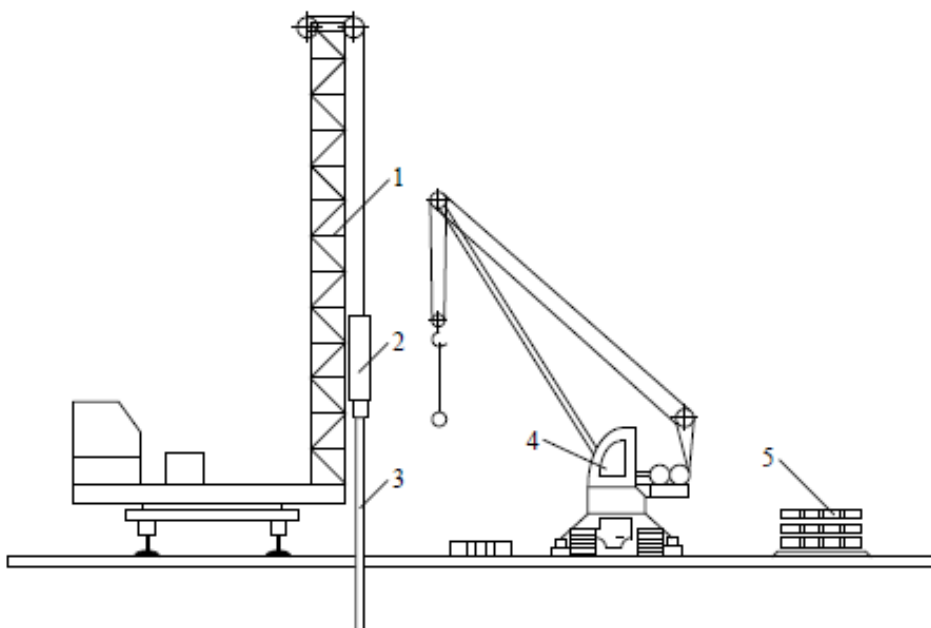


Рисунок 5.5 – Забивання палі механічним молотом: 1 – стріла; 2 – молот; 3 – палля; 4 – кран; 5 – склад палль

б) набивні (бетонні, залізобетонні), які влаштовуються в ґрунті шляхом укладання бетонної суміші в свердловини, утворені внаслідок примусового до ущільнення ґрунту (рис. 5.6);

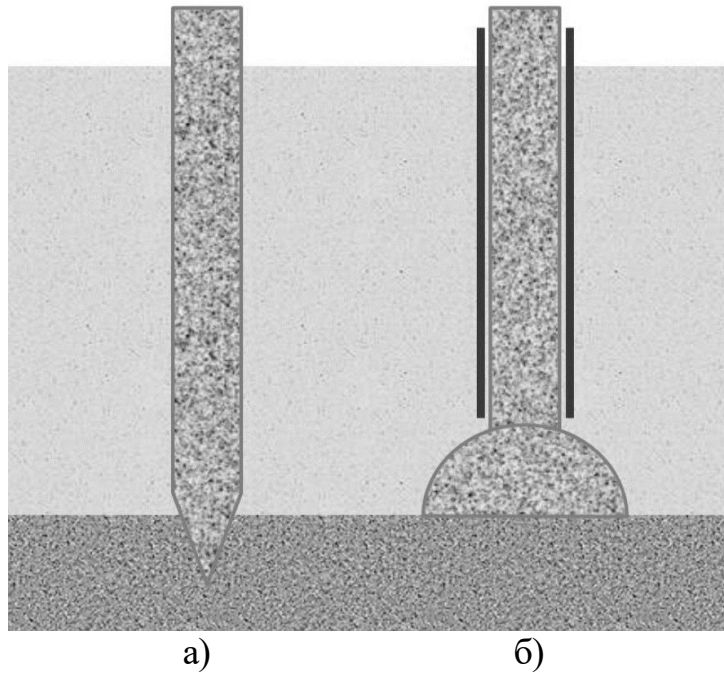


Рисунок 5.6 – Види паль за способом заглиблення в ґрунт: а – забивна паля;
б – набивна паля з розширенням

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

г) гвинтові (рис. 5.7).

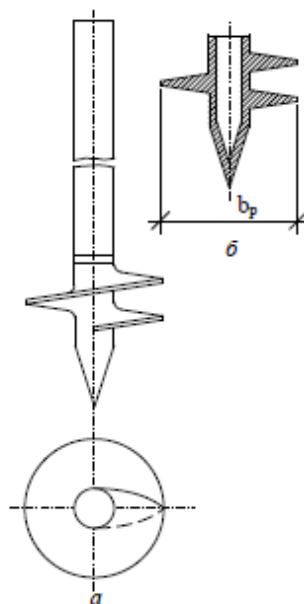


Рисунок 5.7 – Гвинтова паля: а – загальний вигляд; б – черевик

За розташуванням у плані палі можуть бути:

- одиночні;
- рядові;
- кущові;
- пальові поля – група кущових паль.

Розрізняють палі:

- виготовлені заздалегідь, з подальшим їхнім заглибленням у ґрунт;
- монолітні палі, що виготовляють на місці їхньої експлуатації,
- комбіновані.

За різновидом роботи розрізняють такі палі:

- палі-стояки – передають навантаження тільки своїм нижнім кінцями на скельні, великоуламкові і малостисливі ґрунти;
- висяча паля, або паля тертя – коли ж під нижнім кінцями залягають стисливі ґрунти, навантаження від спорудження передається не тільки вістрям, але й бічною поверхнею палі.

5.1 Технологія улаштування паль

Технологія буроін'єкційних паль полягає в тому, що за допомогою спеціалізованої установки бурять ґрунт, після чого під час виймання бура заливають бетон з присадками. Як тільки процес завершено за допомогою вібратора у залитий бетон занурюють сталевий підготовлений каркас (рис. 5.8).

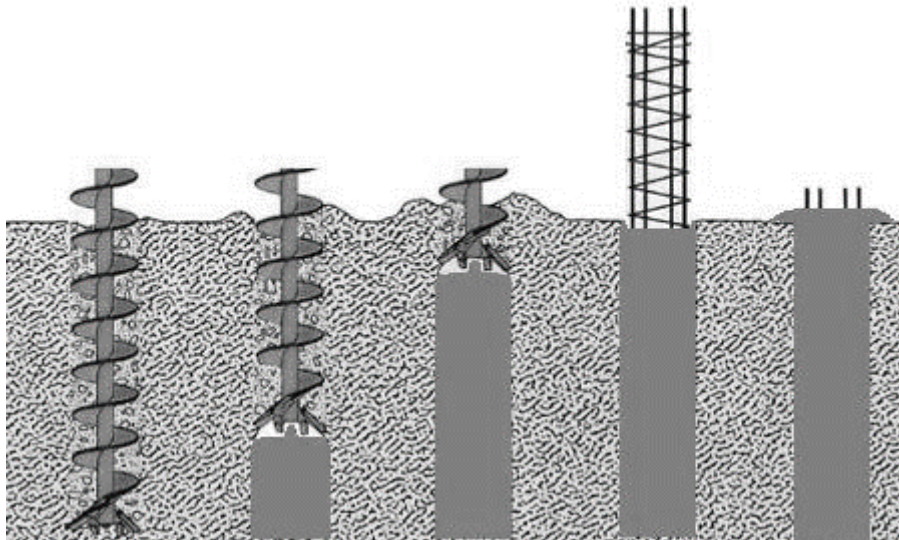


Рисунок 5.8 – Технологічна схема виготовлення бурін'єкційних паль

Рекомендовано для мокрих та ослаблених ґрунтів. Максимальна практична глибина облаштування до 32 метрів. Пропоновано декілька варіантів діаметрів паль 400 , 600 , 800 та 1 000 мм .

Технологія буронабивних паль полягає в тому, що за допомогою спеціалізованої установки бурять ґрунт, після виймання бура опускають підготовлений сталевий каркас. Далі здійснюється заливка бетону з присадками та подальше вібрування (рис. 5.9). Максимальна практична глибина облаштування до 26 метрів. Пропоновано декілька варіантів діаметрів паль 400, 600, 800, 1 000 та 1 200 мм. Рекомендовано для стабільних та помірно вологих ґрунтів. У фіналі вимагається тестове анкерування та ультразвукова перевірка.

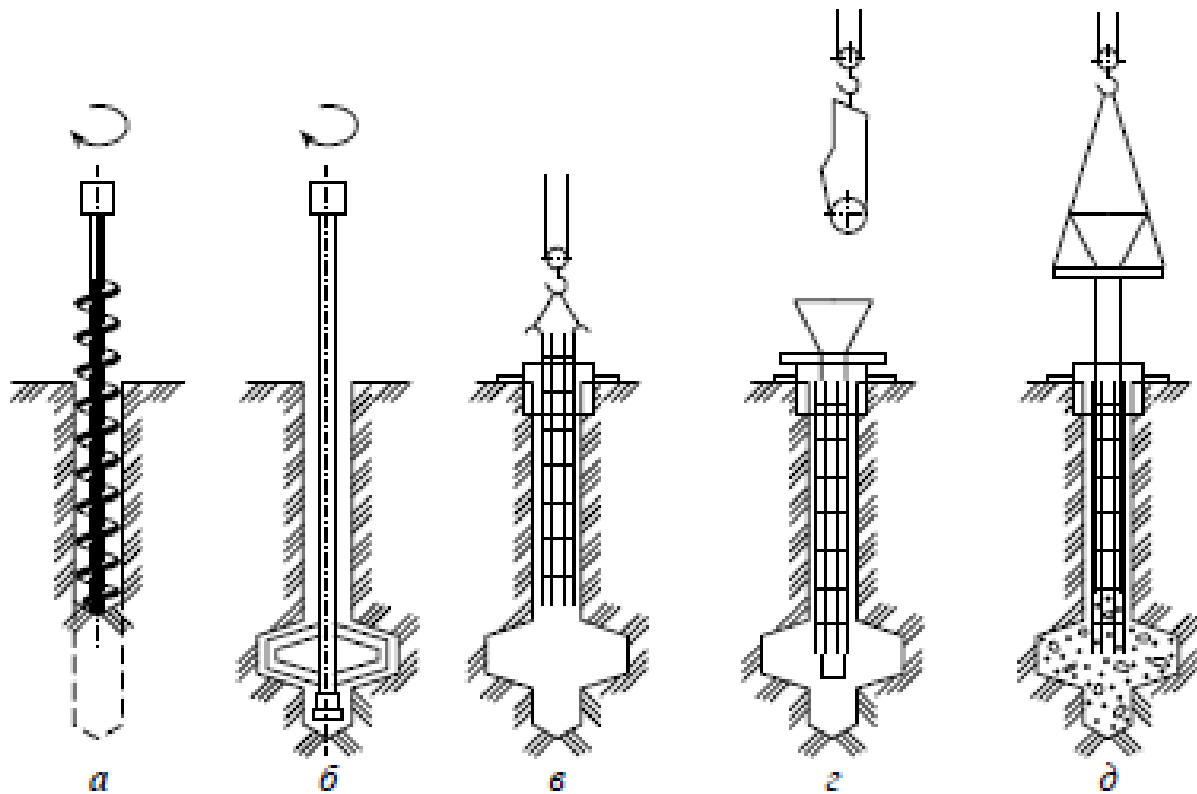


Рисунок 5.9 – Технологічна схема виготовлення буронабивних паль із розширеною п'ятою у стійких ґрунтах: а – шнекове буріння; б – улаштування розширення механічним розширювачем; в – опускання арматурного каркаса; г – установлення бетонолитної труби; д – бетонування сердловини та витягання бетонолитної труби

Набивні палі розподіляються на такі:

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

Бурові палі діляться на такі:

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

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

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

Опір основи переміщенню висячої палі під навантаженням називається несучою здатністю ґрунту основи палі (несучою здатністю палі) – F_d (рис. 5.10).

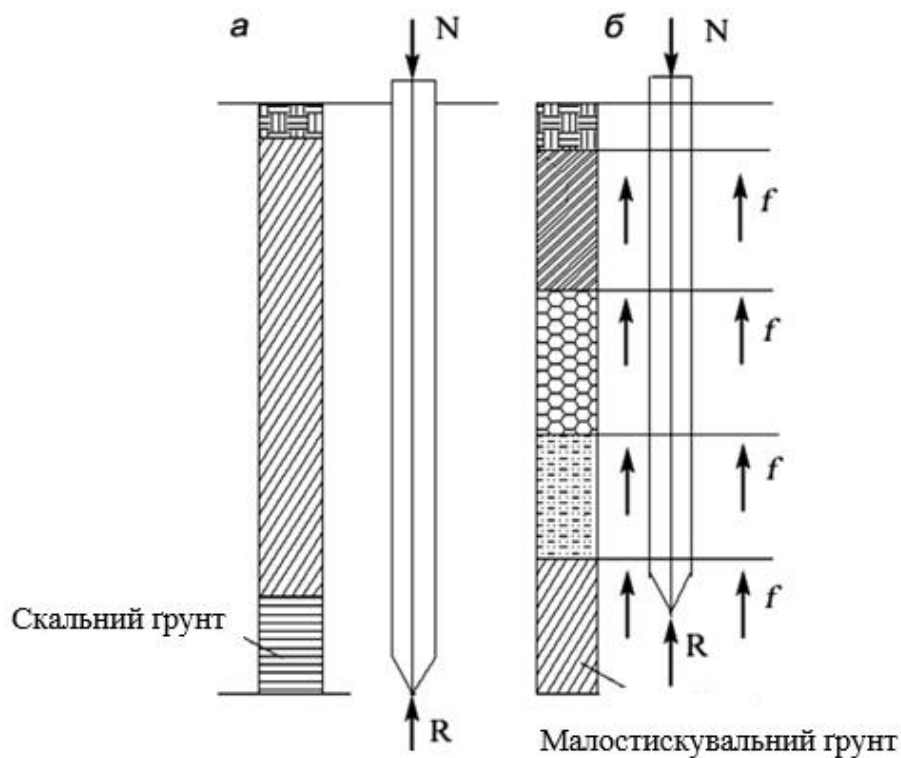


Рисунок 5.10 – Схема роботи паль у ґрунті: а – паля-стійка; б – паля тертя; R – несуча здатність палі по вістрю; f – несуча здатність палі по бічній поверхні

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

«Відпочинок» палі – здатність збільшувати несучу здатність через певний проміжок часу: для пісків і супісів приблизно 1 тиждень; для суглинків – 2 тижні; для глин – 3 тижні й більше («відпочинок» палі потрібен для зняття напружень, які виникають на контакті паля-ґрунт під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні).

5.2 Визначення несучої здатності палі (розрахунки)

Розрахунковий метод визначає складові загальної несучої здатності фундаменту (палі) за рахунок опору його підошви, опору тертя на її бічній поверхні та розпору ґрунту похилими гранями фундаменту (рис. 5.11):

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

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.

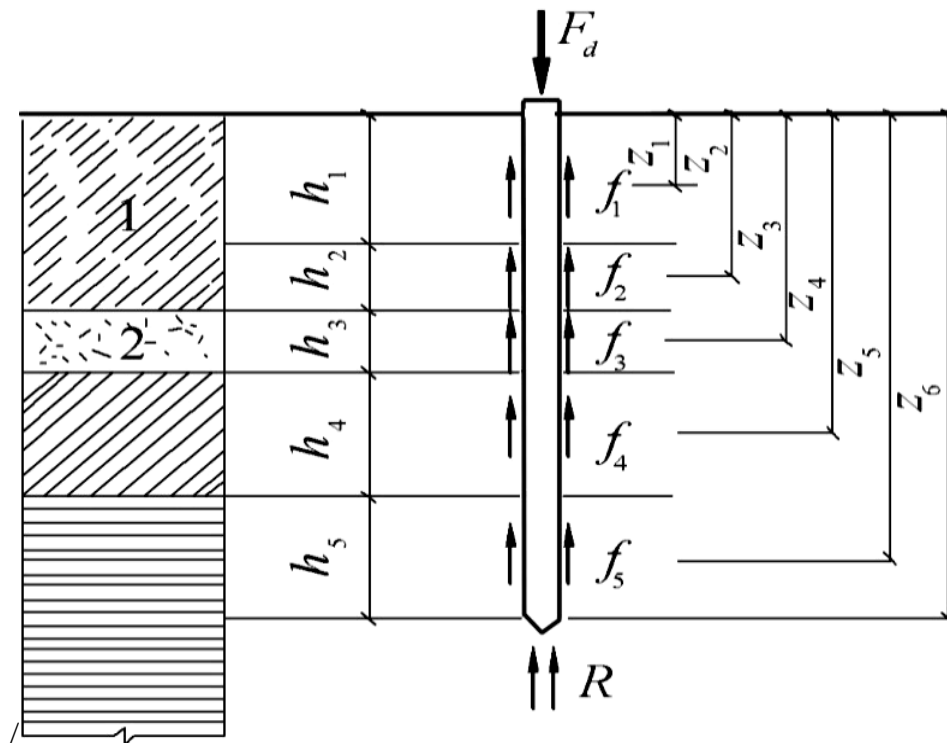


Рисунок 5.11 – Розрахункова схема до визначення несучої здатності палі

Розрахунок навантаження, що допускається, на палю (P) виконується за формулою

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

де γ_k – коефіцієнт надійності.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3

ФУНДАМЕНТИ У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

ТЕМА 6 ОСОБЛИВІ ҐРУНТОВІ УМОВИ

Складними інженерно-геологічними вважають 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.

6.1 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 $\varepsilon_{s1} \geq 0,01$.

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

– другий тип – 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 ε_{sl} за формулою:

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

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 $\rho_d \geq 1,6 \text{ г/см}^3$. Кількість ударів по одному сліду для забезпечення необхідного значення ρ_d на потрібну глибину визначається експериментально (рис. 6.1)

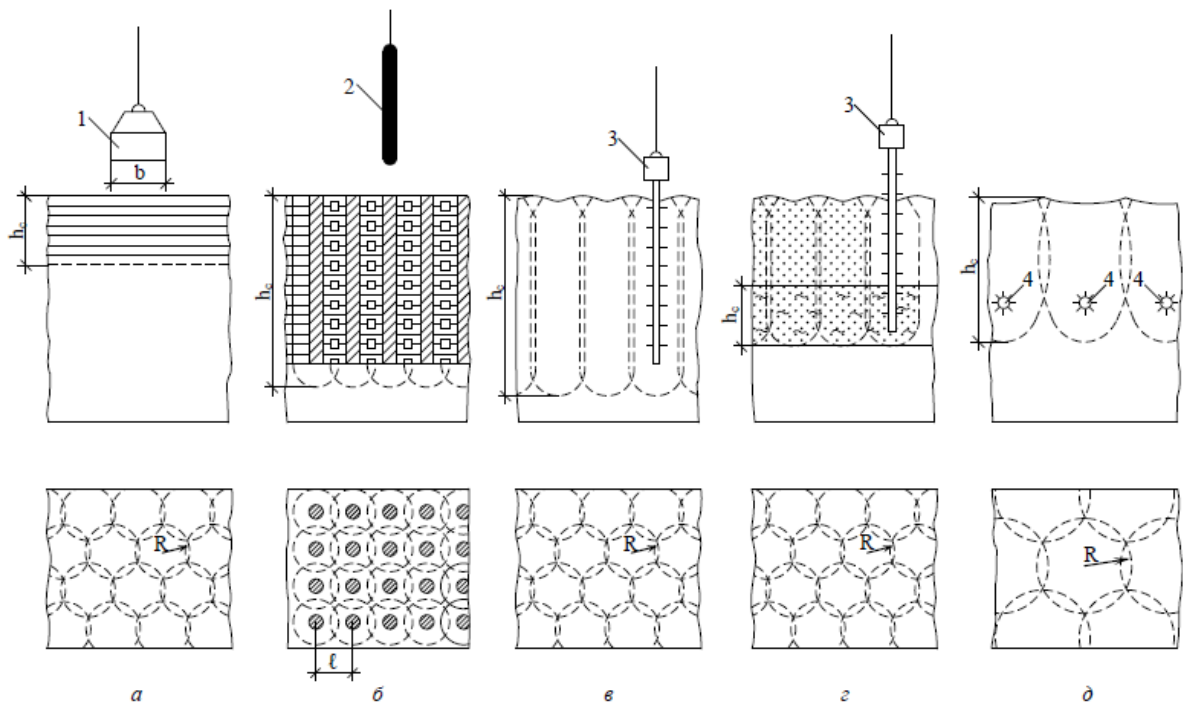


Рисунок 6.1 – Схема способів ущільнення ґрунту: а – важкими трамбівками; б – пробитими свердловинами; в, г – глибинним вібруванням; д – вибухом; 1 – важка трамбівка; 2 – трамбівка; 3 – снаряд; 4 – заряд вибухової речовини

Фундаменти у витрамбованих котлованах.

Методика аналогічна до попередньої, проте кількість ударів по одному сліду значно більша. Цей метод використовують для ущільнення просідаючої товщі потужністю до 4 м. Методика полягає в такому. Трамбування масою 3–5 т, змонтоване на базі крана, піднімають на висоту 5–7 м і різко опускають.

Під дією власної ваги вона, падаючи, утворює заглиблення (котлован) в ґрунті, у якому влаштовується монолітний фундамент неглибокого закладання.

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 про сідаючий 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 шляхом замочування 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 за допомогою замочування переводять ґрунтів з II-го до I-го типу за просіданням. Замочування проводиться в котлованах (із свердловинами або без них). Для підвищення ефективності методу в замоченому ґрунті проводять глибинні вибухи.

Хімічне закріплення ґрунтів виконують шляхом нагнітання в просідаючу товщу закріплюючих розчинів (рідке скло – силікатизація, різні смоли – смолизація). 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 6.2.

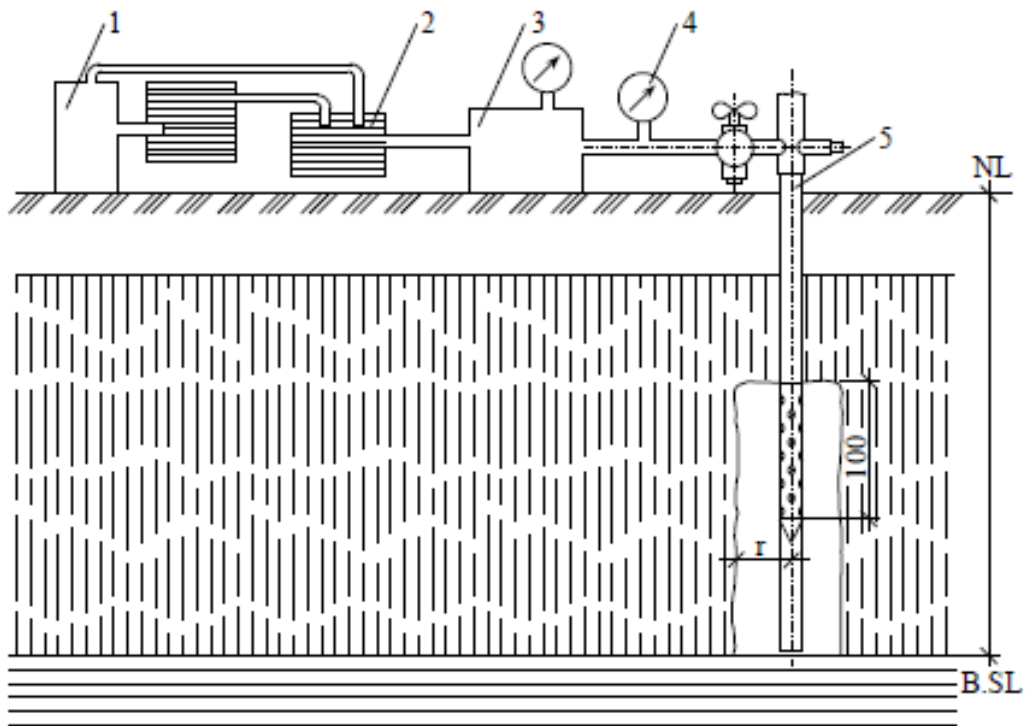


Рисунок 6.2 – Схема силікатизації ґрунту: 1 – паровий котел; 2 – місткість для приготування розчину; 3 – насос для нагнітання розчину в ґрунт; 4 – реєстратор тиску; 5 – ін’єктор для подачі розчину в ґрунт; r – радіус закріплення в ґрунт

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 (рис. 6.3).

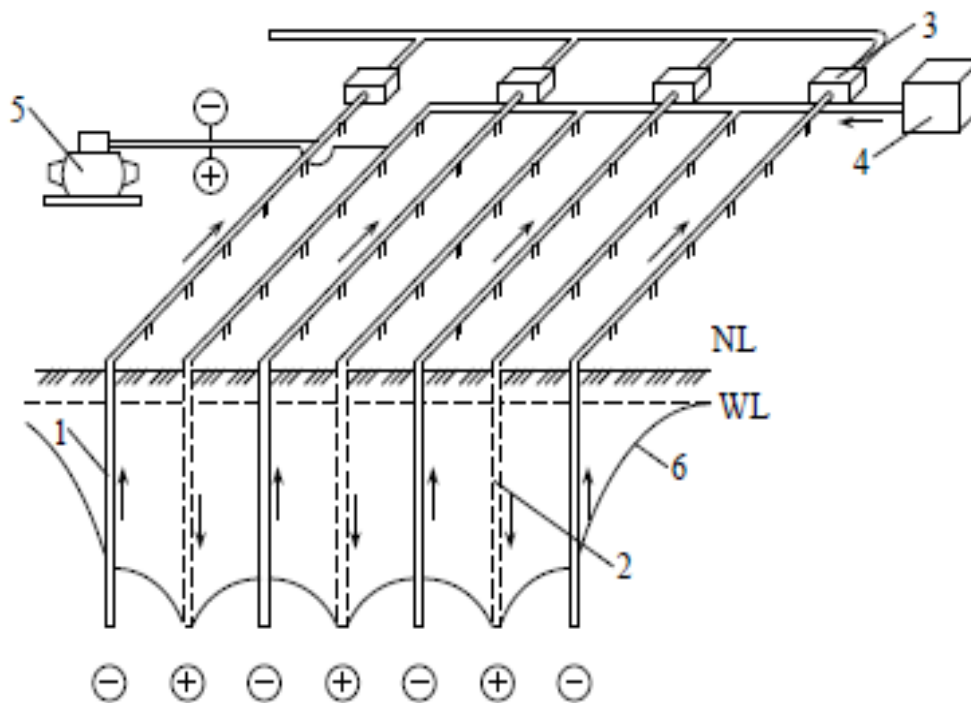


Рисунок 6. 3 – Осушення та електрохімічне закріплення ґрунту:
 1 – голкофільтри (катоди); 2 – ін’єктори для нагнітання сольових розчинів (аноди); 3 – насоси для відкачування ґрунтової води; 4 – насос для нагнітання розчину; 5 – генератор постійного струму; 6 – депресійна крива

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 $J_L < 0,6$ для ґрунтів I-го типу за просіданням, а для II-го типу – $J_L < 0,4$ 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 попереднє замочування просідаючої товщі для переведення таких ґрунтів у I-й тип ґрунтових умов за просіданням. Несучу здатність палі в цьому

випадку визначають з урахуванням попереднього замочування просідаючої товщі.

Водозахисні заходи.

Ці заходи включають:

- компонування 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 водонепроникних екранів;
- якісне засипання пазух;
- влаштування відмосток навколо будівель;
- прокладання комунікацій для води в спеціальних лотках;
- відведення аварійних вод за межі будівель;
- виготовлення водонепроникних підлог тощо.

Водозахисні заходи, як показав досвід експлуатації будівель споруджених з їх застосуванням, ненадійні і можуть використовуватися для мало відповідальних 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 так:

- жорсткі – становлять одну просторову цілісність (труби, силоси, 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 I групи використовують для відносно жорстких будівель, II групи – для гнучких будівель, а III групи (у сукупності із заходами I та II 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 тощо.

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

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

6.2 Фундаменти на набухаючих ґрунтах

До набухаючих належать 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 ε_{sw} визначають за формулою

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

де n – число шарів, на які розділена набухаюча товща ґрунту;

h_i – товщина i -го розрахункового шару;

k_{swi} – коефіцієнт, який залежить від величини загального вертикального напруження на глибині.

Якщо замочування набухаючих ґрунтів неможливе, то будівництво виконують, як у звичайних умовах. У іншому разі передбачають такі заходи:

- ліквідація властивостей набухання ґрунтів шляхом їх закріплення;
- прорізання набухаючої товщі фундаментами або масивами із закріпленого ґрунту;
- водозахисні заходи;
- конструктивні заходи;
- зменшення розмірів подошви 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.

6.3 Фундаменти на мерзлих і пучинистих ґрунтах

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;
- 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.

6.4 Фундаменти 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 варіантами будівництва на насипних та намивних ґрунтах є:

- 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.

6.5 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 ($e > 0,1$), 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.

У 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 низькі механічні показники. Поховані торфи ущільнені шарами вище розміщених ґрунтів. Ґрунтові води в цих ґрунтах досить агресивні щодо підземних конструкцій будівель і споруд.

6.6 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

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

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

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \epsilon_{sf,i} h_i$$

де n – кількість шарів, на які розділено зону суфозійного осідання;

$\epsilon_{sf,i}$ – відносне суфозійне стиснення i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го 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 :

$$s_{sf} + s \leq s_u.$$

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.

6.7 Фундаменти 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 належать:

- розрізка будівель деформаційними швами;
- проектування жорстких будівель;

- проєктування гнучких будівель;
- рихтування будівель домкратами.

6.8 Фундаменти 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-ої категорії сейсмічність району зменшується на 1 бал, на ґрунтах 2-ої категорії залишається без змін, а в ґрунтах 3-ьої категорії сейсмічність збільшується на 1 бал. Тому до сейсмічних відносяться райони з можливою силою землетрусу в 6 і більше балів. У 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).

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

6.9 Фундаменти на зсувонебезпечних територіях

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.

Стійкі ділянки схилів – це вододільні території з пологим рельєфом (крутизна менше ніж 5°) та ділянки схилів, що не піддавалися раніше впливу фізико-геологічних процесів та пологі ділянки в нижній частині схилу.

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

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 влаштування головних, берегових і майданчикових дренажних систем досконалого типу чи недосконалих дренажних систем у сполученні з протифільтраційними завісами;

- водозахисні заходи, що припускають влаштування 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 (рис. 7.4);

- 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;

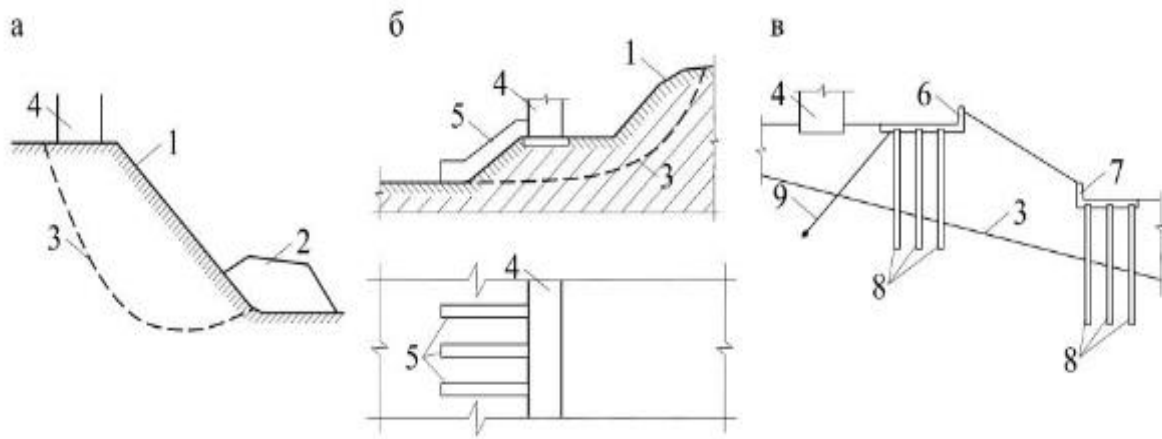


Рисунок 6.4 – Підсилення схилів: а – контрбанкетом; б – контрфорсом; в – утримуючими конструкціями; 1 – поверхня схилу; 2 – контрбанкет; 3 – поверхня ковзання зсуву; 4 – будівля; 5 – контрфорс; 6, 7 – верхня та нижня утримуючі конструкції; 8 – буронабивні палі; 9 – анкер

- поверхневе чи глибинне закріплення ґрунтів зсувної зони глинизацією, цементацією, силікатизацією, смолизацією, електрохімічними методами і т. ін.;
- агролісомеліорація у формі вирощування на поверхні схилу трави з розвинутою кореневою системою, чагарників, дерев тощо.

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

ТЕМА 7 ЗАСОБИ ПІДСИЛЕННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

7.1 Натурні обстеження фундаментів та основ

Випадки порушення роботи основ і фундаментів зустрічаються часто. Вони у більшості випадків обумовлені помилками, допущеними при інженерно-геологічному вишукуванні, проектуванні, 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 належать:

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

7.2 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 (рис. 7.1), протифільтраційні завіси тощо. Сюди ж відносять заходи по відведенню поверхневих вод, яке здійснюють шляхом вертикального планування і влаштування зливової каналізації.

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.

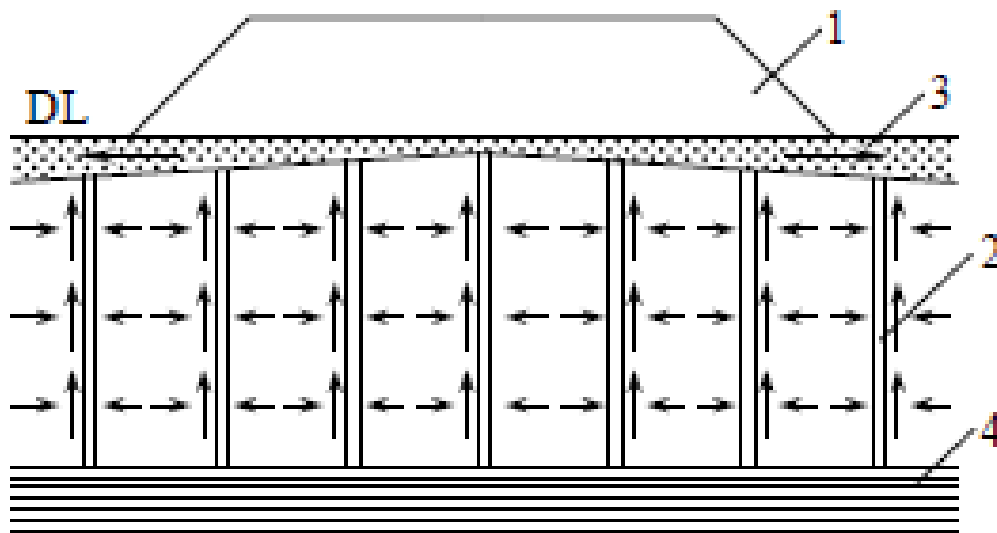


Рисунок 7.1 – Схема уцілювання водонасиченого ґрунту за допомогою штучних дрен та з використанням додаткового навантаження: 1 – додаткове навантаження насипом; 2 – вертикальна дрена; 3 – піщаний дренаж; 4 – щільний підстильний ґрунт

При здійсненні водозниження в ґрунтах (рис. 7.2), що мають коефіцієнт фільтрації менше 0,1 м/добу, використовують спеціальні методи водозниження – вакуумування і електроосушення (рис. 7.3).

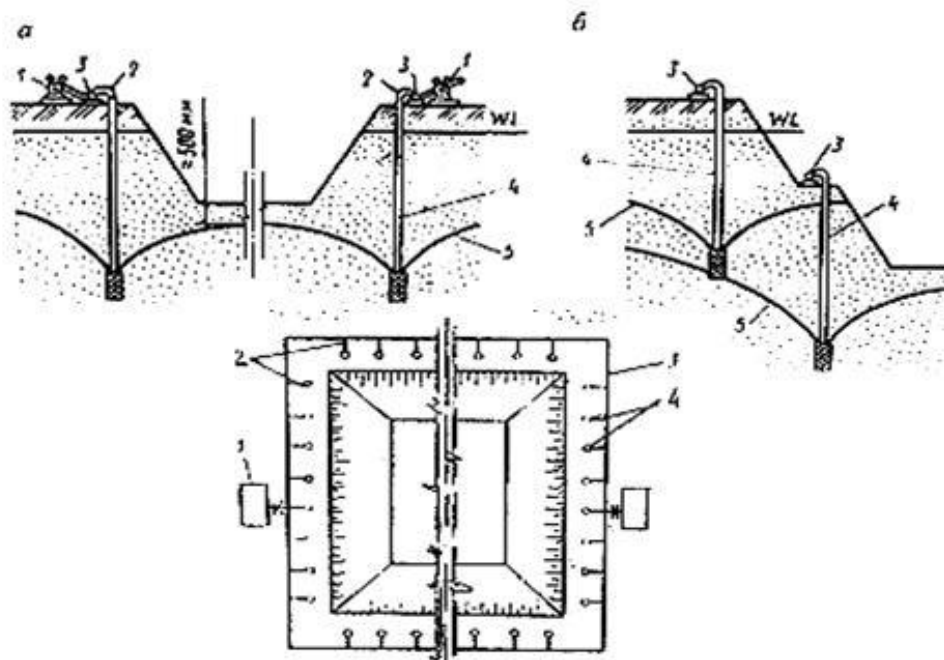


Рисунок 8.2 – Схема глибокого водозниження: а – одноярусне розташування голкофільтрів; б – те саме багаторядне; 1 – насосна станція; 2 – гнучкі шланги; 3 – колектор; 4 – голкофільтри; 5 – депресійна воронка

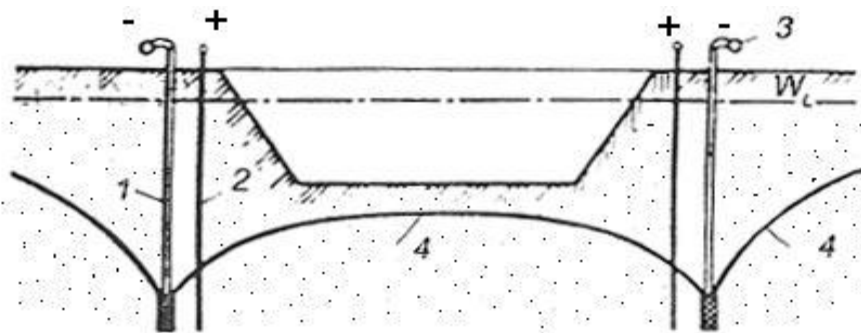


Рисунок 8.3 – Схема водозниження методом електроосушення (електроосмос): 1 – голкофільтр-катод; 2 – стрижень-анод; 3 – колектор; 4 – депресійна крива

Підвищення міцності основ, у тому числі і на період підсилення фундаментів і надземних конструкцій, може бути забезпечено методами закріплення (хімічне, термічне, фізико-хімічне) (рис. 7.4).

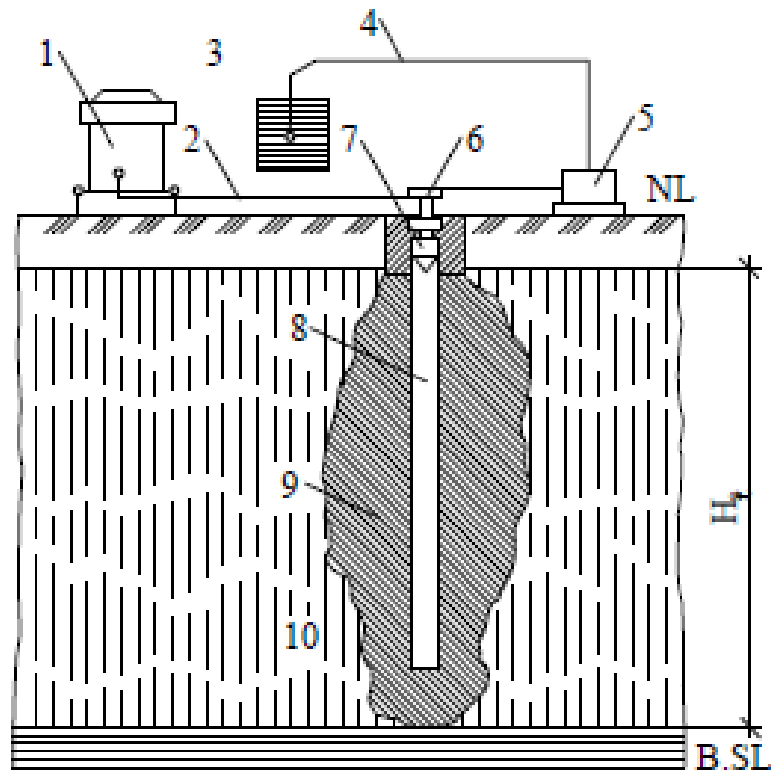


Рисунок 7.4 – Схема термічного закріплення лесового ґрунту: 1 – компресор; 2 – трубопровід холодного повітря; 3 – місткість для пального; 4 – трубопровід для пального; 5 – насос для нагнітання пального; 6 – форсунка; 7 – камера згорання; 8 – свердловина; 9 – зона термічного випалення лесового ґрунту; 10 – лесовий ґрунт

Основи можуть бути підсилені також шляхом зведення по периметру фундаменту обгороджуючої стінки, влаштованої нижче підшви вертикально чи похило з монолітного чи збірного залізобетону, шпунта, паль (вдавлених, буронабивних, буроін'єкційних). Ґрунт основи, розташований між обгороджуючими стінками, ущільнюється, і, як наслідок тертя, частину навантаження сприймають стінки (рис. 7.5).

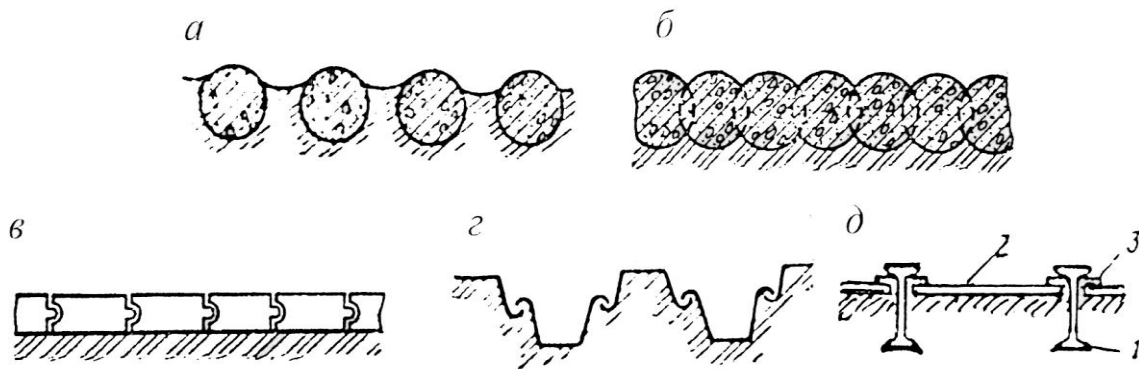


Рисунок 7.5 – Обгороджувальні конструкції стін (котлованів): а – буронабивні палі; б – залізобетонна стінка з паль; в – залізобетонний шпунт; г – металевий шпунт; д – прокатний профіль; 1 – двотавр; 2 – обгородження з дощок; 3 – рейка

Крім того, обгороджувальні стінки, що зазвичай улаштовують на глибину, що дорівнює 1–2 ширини фундаменту перешкоджають випиранню слабого ґрунту з-під подошви.

7.3 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 такі 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

руйнуванні фундаменту, необхідності збільшення глибини закладення 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 (рис. 7.6).

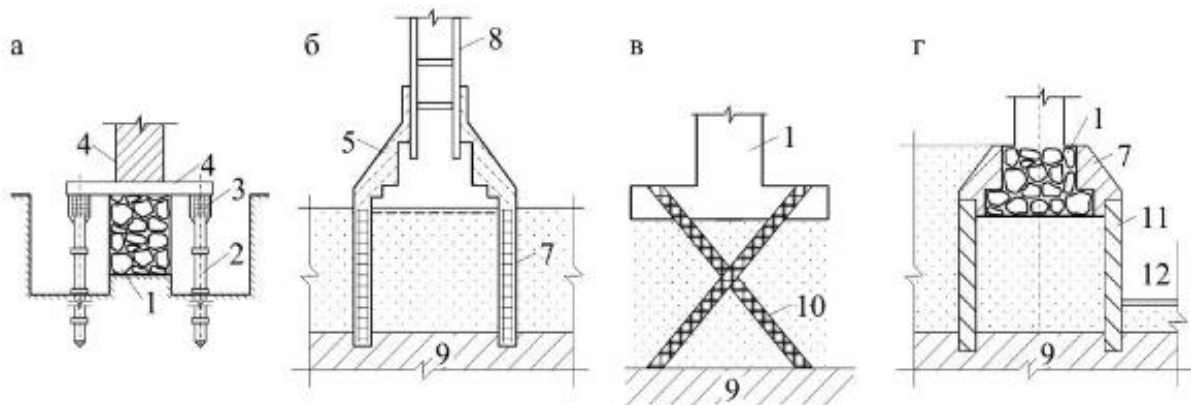


Рисунок 7.6 – Схеми підсилення фундаментів палями та глибокими стінами:
 а – задавленими; б – набивними; в – буроін’єкційними; г – стіною в ґрунті;
 1 – існуючий фундамент; 2 – металічні трубчаті палі; 3 – оголовок;
 4 – монолітна залізобетонна балка; 5 – стіна будівлі; 6 – набивна паля;
 7 – залізобетонна обойма; 8 – колона; 9 – щільний ґрунт; 10 – буроін’єкційна паля; 11 – стіна в ґрунті; 12 – підвальне приміщення

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

- влаштування проміжних опор, що за допомогою обойм обмонолічують з тілом фундаменту;
- збільшення шляхом постановки фундаментів на палі (рис. 7.7).

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

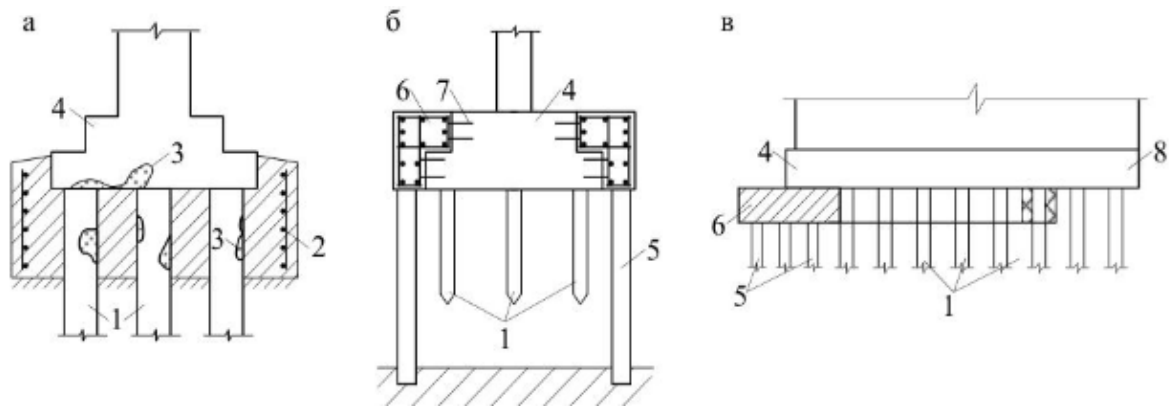


Рисунок 7.7 – Підсилення пальових фундаментів: а – обмонолічуванням оголовків паль; б – влаштуванням виносних паль; в – підведенням додаткових паль; 1 – існуючі палі; 2 – залізобетонна обойма; 3 – пошкодження у палі та ростверку; 4 – ростверк; 5 – додаткова виносна паля; 6 – новий ростверк; 7 – зв’язки додаткового ростверку з тим, що підсилюється; 8 – сторона будівлі, по якій вирубувались палі

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.

7.4 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 цементациєю 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 конструктивно; 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 палевих фундаментів виносними палями роблять і для призупинення крену. У цьому випадку для включення в роботу виносних паль в існуючих палях вирубувалася верхня частина стовбура.

7.5 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 (рис. 7.8).

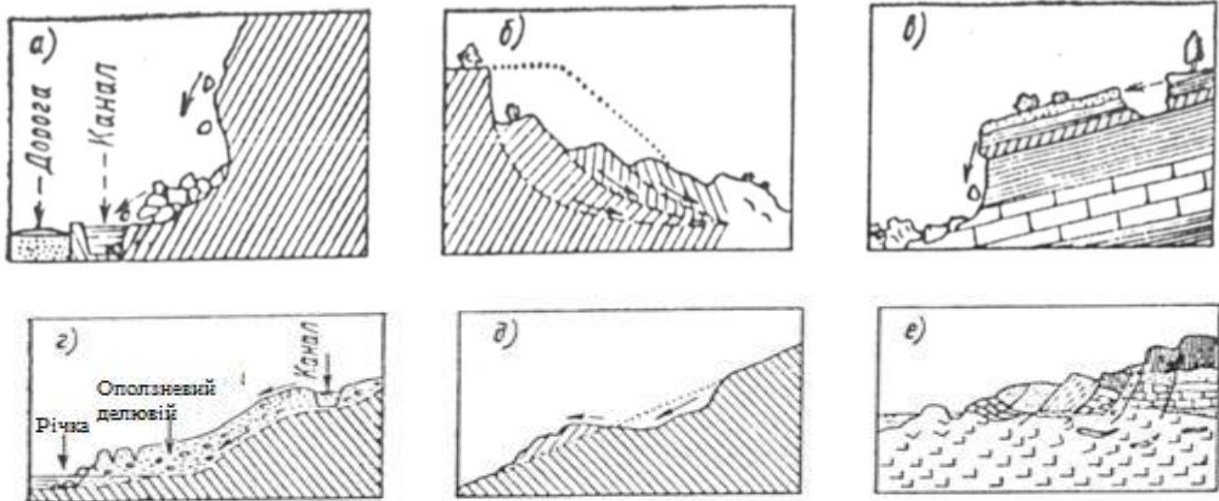


Рисунок 7.8 – Основні форми порушення стійкості й деформації схилу:
 а – обвали та вивали; б – обвалення зі зрізом і обертанням; в – ковзання;
 г – покривні зсуви; д – сповзання; е – сколювання під час осідання

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 слюдистих 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 лесових ґрунтів і провалів у закарстованих районах.

Найбільш ефективними заходами щодо закріплення нестійкого (зсувного) схилу з розташованими на ньому будівлями і спорудами є влаштування контрбанкетів, 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 (рис. 7.9).

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

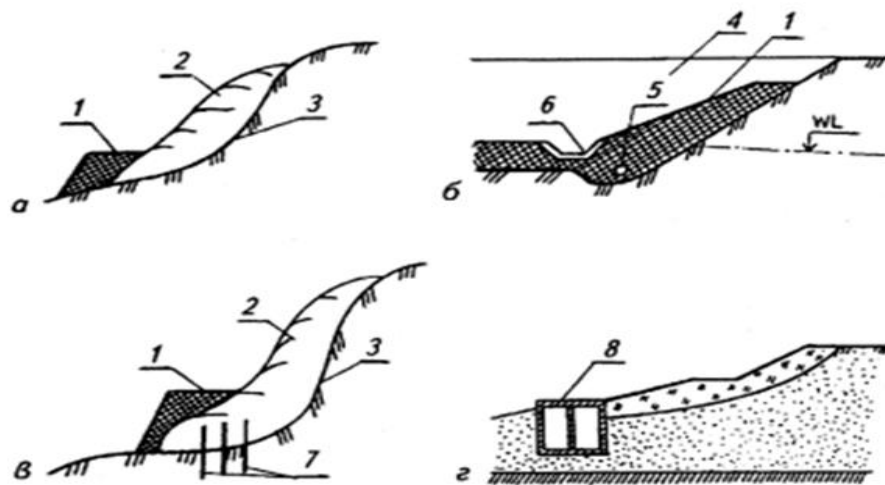


Рисунок 7. 9 – Схеми варіантів, стримуючих переміщення нижньої частини зсуву: а, б – контрфорс з ґрунту, в – контрфорс із забиванням паль утримуючих зсув, г – контрфорс у вигляді залізобетонних ящиків, заповнених піском або щебнем; 1 – упорна призма; 2 – тіло зсуву; 3 – поверхня ковзання; 4 – первинна 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.

7.6 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. 7.10). Такі явища спостерігаються також і під час складування матеріалів поблизу споруджуваних будівель.

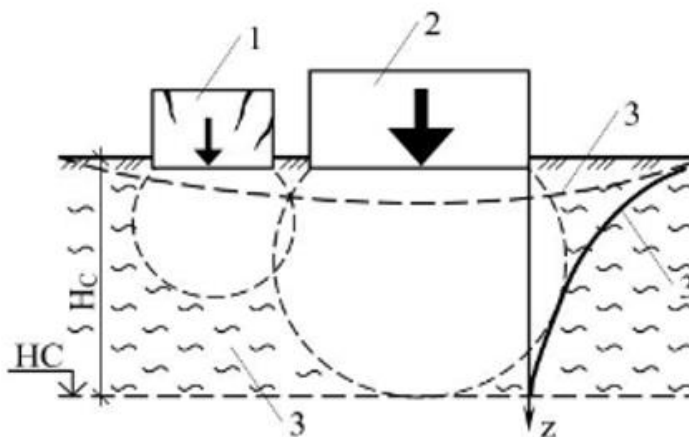


Рисунок 7.10 – Осідання поверхні ґрунту: 1 – існуюча будівля; 2 – будівля, що зводиться; 3 – вирва осідання

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 (рис. 7.11).

У тих випадках, коли неможливо забезпечити розрив між суміжними фундаментами не менше ширини b для стовпчастого і $1,5b$ для стрічкового, необхідно застосовувати спеціальні заходи: влаштування огороження з розділювальної стінки і застосування фундаментів з консолями (рис. 7.12).

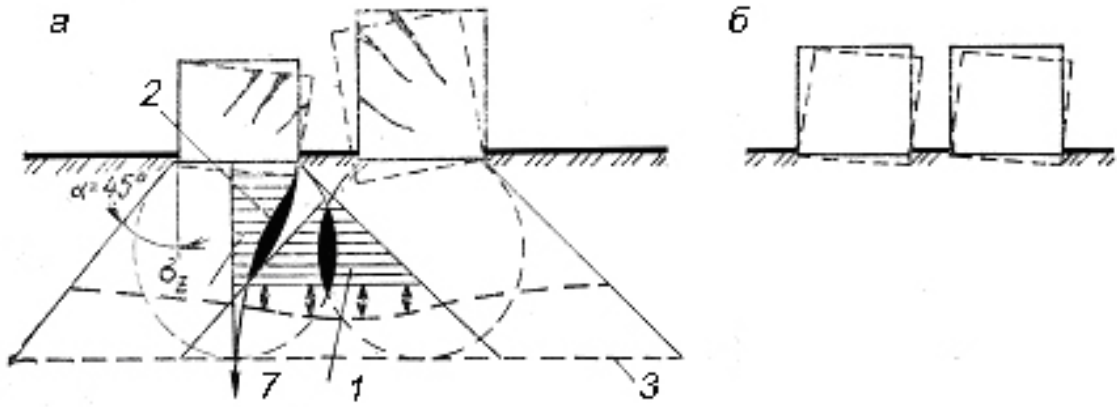


Рисунок 7.11 – Взаємний вплив близько розташованих будівель залежно від часу навантаження основи: а – одночасно; б – послідовно;
 1 – зона впливу напруги; 2 – додаткові вертикальні нормальні напруги;
 3 – нижня межа стислої зони

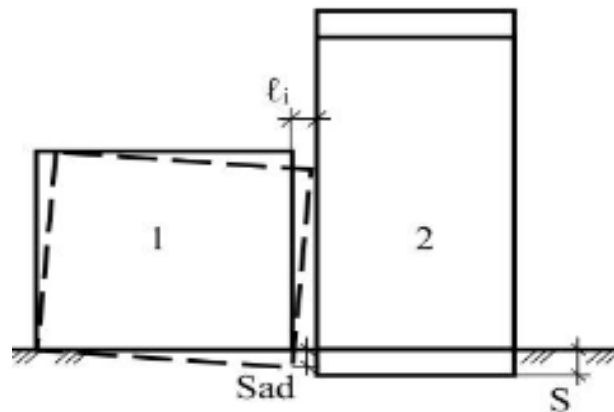


Рисунок 7.12 – Визначення ширини осадового шва між будівлями: 1 – будівля ранньої споруди; 2 – нова будівля

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».

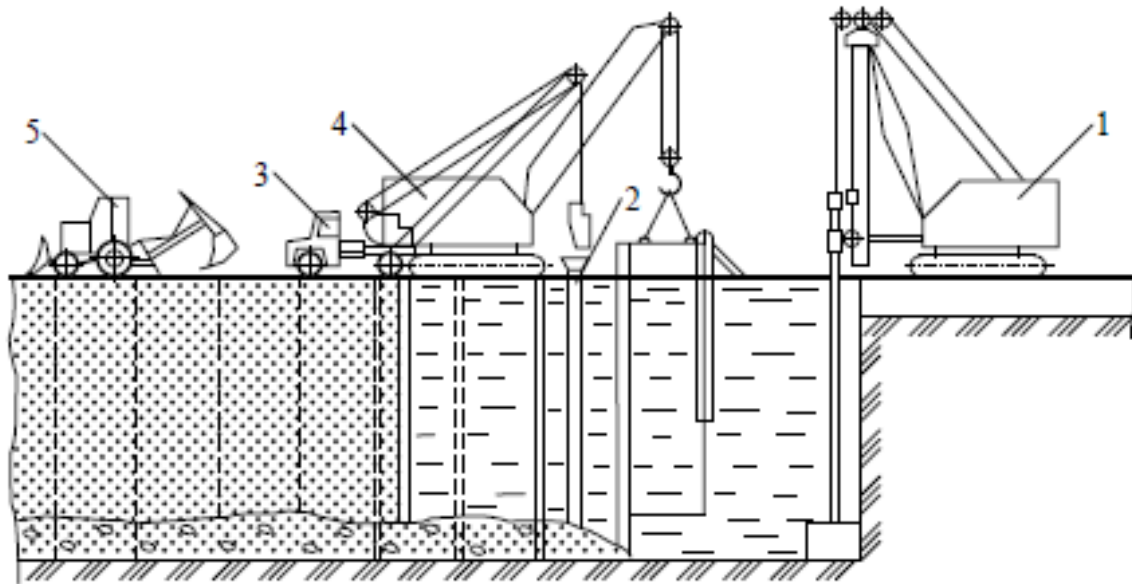


Рисунок 7.13 – технологічна схема влаштування «стіна в ґрунті»: 1 – штанговий екскаватор; 2 – бетонолитна труба; 3 – автокран для укладання бетону; 4 – кран для монтажу панелей; 5 – механізм для зворотного засипання

Для виключення впливу нової будівлі, огороження повинне виходити за контури існуючої будівлі не менше ніж на товщину шару слабого 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 (рис. 7.14).

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

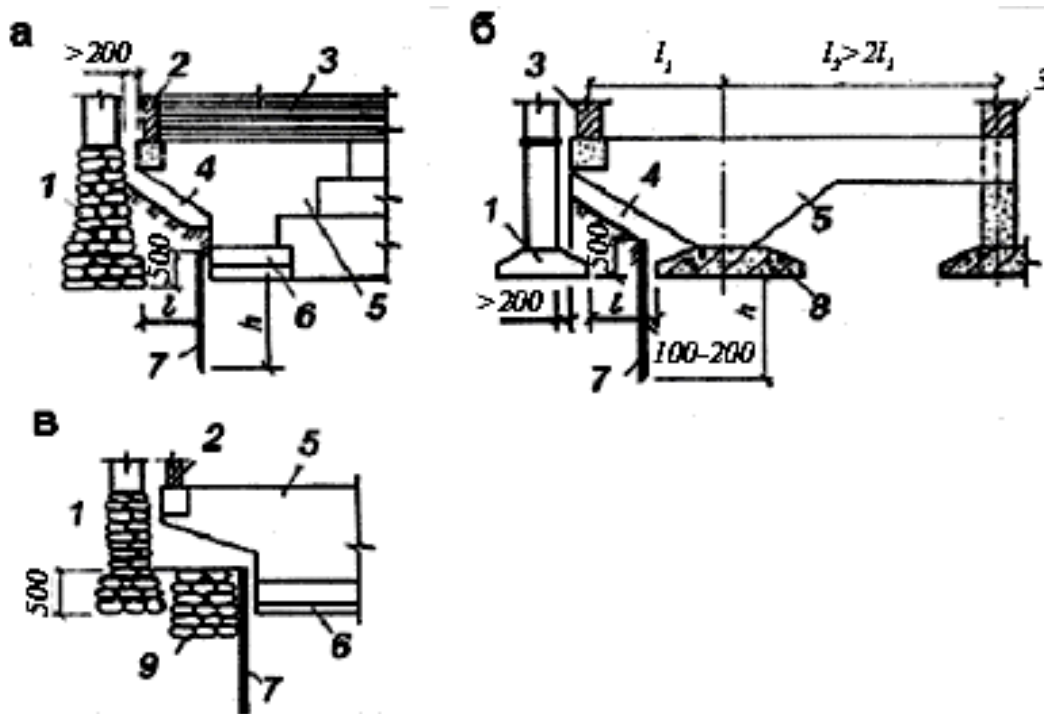


Рисунок 7.14 – Консольне примикання до існуючих фундаментів нових будівель: а – із поздовжніми несучими стінами; б – із поперечними несучими стінами; в – зі збереженням фундаменту розібраної будівлі:

- 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

7.7 Основні методи підсилення основ та фундаментів

Якщо перевіірочні 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 підшви, збільшення глибини її залягання, пересадка фундаменту на палі, повернення фундаменту, зміщеного в бік, у проектне положення; закріплення кладки фундаменту, взяття кладки в обойму, закріплення ґрунтів основи (рис. 7.15).

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.

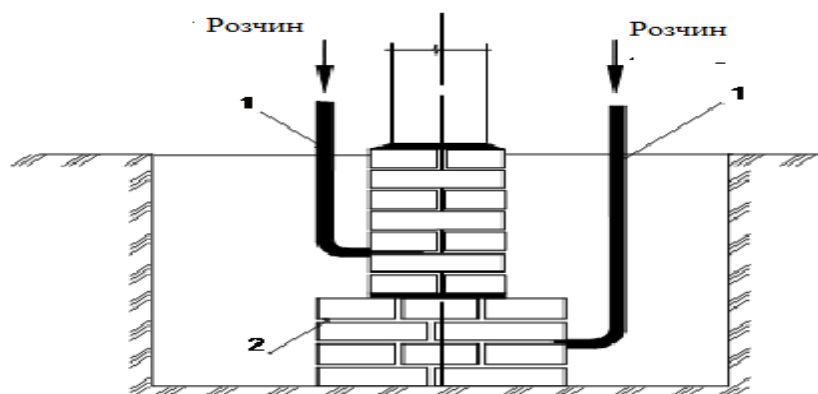


Рисунок 7.15 – Зміцнення кладки старого фундаменту:
1 – ін'єктор; 2 – шви кладки

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 дного, так і з двох боків (рис. 7.16), разом із тим можливе розширення фундаменту на 20–30 см із кожного боку.

Метод попереднього ущільнення ґрунтів (рис. 7.17), 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 підшовою обжимають неуцільнений ґрунт нової основи.

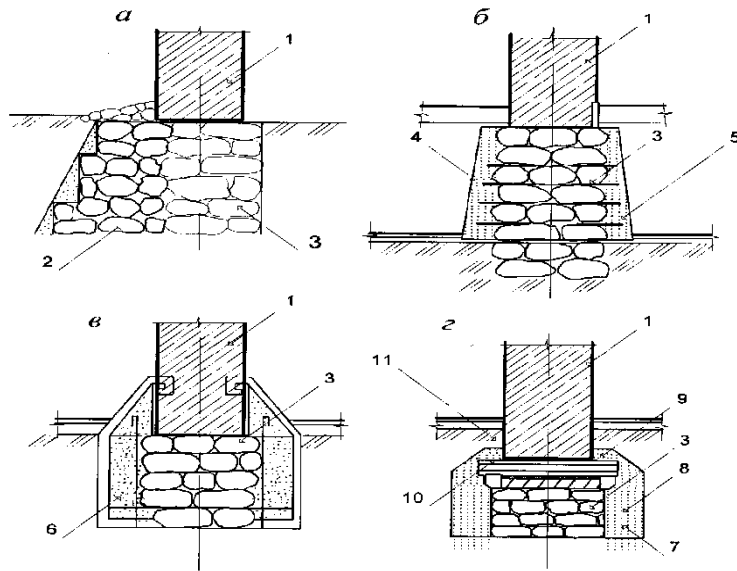


Рисунок 7.16 – Традиційні технології підсилення фундаментів: а – додаткова кладка вперев'язку; б, г – бетонними обоймами; в – залізобетонними обоймами; 1 – стіна; 2 – нова кладка вперев'язку зі старою; 3 – стара кладка; 4 – металеві штирі; 5 – бетонна обойма; б – залізобетонна обойма; – щербенева підготовка; 8 – бетонні банкетки; 9 – робоча балка; 10 – розподільна балка; 11 – зачеканка литим бетоном

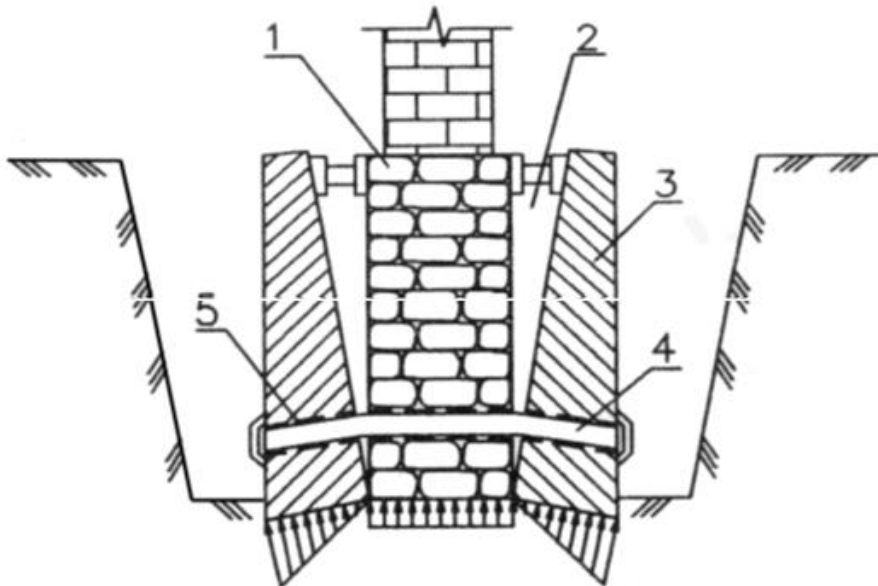


Рисунок 7.17 – Підсилення фундаментів додатковими блоками, обжимаються ґрунти основи за їхнього повороту: 1 – існуючий фундамент; 2 – щілина, що утворюється під час повороту блоків; 3 – залізобетонний блок; 4 – анкерне кріплення; 5 – отвори для анкерів

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. 7.18), а також влаштування короткої палі-шпори і залізобетонної плити.

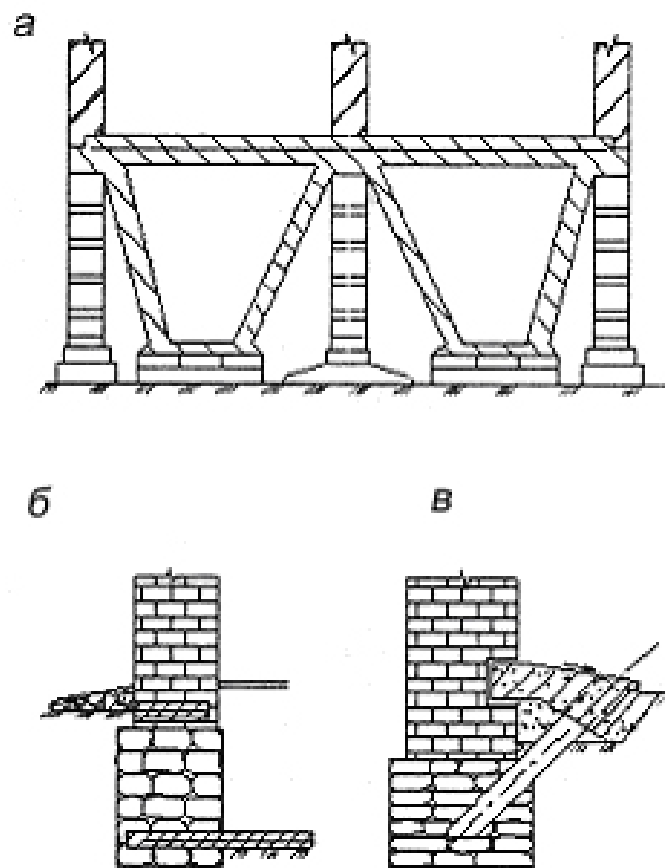


Рисунок 7.18 – Удосконалені методи підсилення фундаментів на основі традиційних: а – конструкція з збірних або монолітних рам у підвалі; б, в – виносні консолі і плити

У практиці посилення широко застосовують вертикальні й похилі бурін'єкційні палі (рис. 7.19). 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.

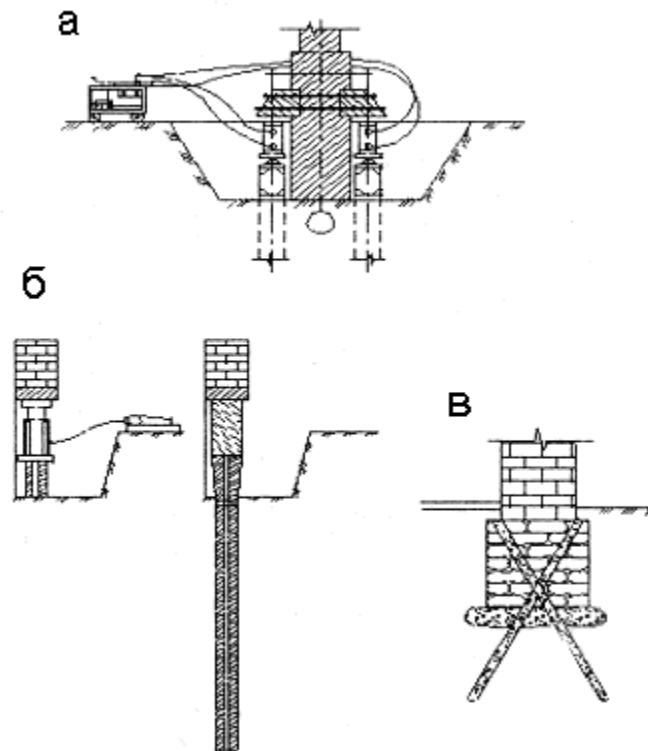


Рисунок 7.19 – Підсилення фундаментів із застосуванням паль:
 а – багатосекційні палі з двосторонньою балкою-упором; б – вдавлення паль під стіну або підшву фундаменту; в – буроін'єкційні палі з контактним шаром

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.

Вищенаведений метод підсилення основ і фундаментів дозволяє, Використовуючи малогабаритне обладнання, вести роботи в приміщеннях, не

ускладнюючи їхнє функціонування за мінімальних трудовитрат, із низькою витратою матеріалів. Разом із тим цей метод має і недоліки. До них належать:

- недостатньо вивчена робота паль у слабких ґрунтах;
- низька несуча здатність цих паль 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 щілинних 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 ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Механіка ґрунтів : методичні вказівки / уклад. : І. П. Бойко, В. С. Носенко, В. Л. Підлущкий. – Київ : КНУБА, 2015. – 40 с.
2. Далматов Б. И. Механика ґрунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Ленинград : Стройиздат, 1988. – 415 с.
3. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. – Чинний від 2008–07–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. – 72 с.
4. ДБН А.2.2-3-2004: Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проєктної документації для будівництва. – Чинний від 2008–04–01. – Київ : Держбуд України, 2004. – 35с.
5. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Чинний від 2019–01–01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 35 с.
6. ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. – Чинний від 2017–10–01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 35 с.
7. 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. – Чинний від 2009–07–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009, – 104 с.
8. Дегтярев Б. М. Защита оснований зданий и сооружений от воздействия подземных вод / Б. М. Дегтярев, Е. С. Дзекцер, А. Ж. Муфтахов– М. : Стройиздат, 1985. – 264 с.
9. ДСТУ Б.В.2.1-2-96. –рунти. Класифікація. – Чинний від 1997–04–01. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 32 с.
10. ДСТУ Б.В.2.1-3-96. Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. – Чинний від 1997–04–01. – Київ : Держкоммістобудування України, 1997. – 24 с.

- 11.ДСТУ Б.В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 1997–04–01. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 101 с.
- 12.ДСТУ Б.В.2.1-9-2002. Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. – Чинний від 2002–10–01. – Київ : Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2002. – 20 с.
- 13.ДСТУ Б.В.2.1-7-2000. Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 2001–03–01. – Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2001. – 80 с.
- 14.ДСТУ Б.А.1.1-25-94. Ґрунти. Терміни та визначення. – Чинний від 1994–10–01. – Київ : Мінбудархітектури України, 1994. – 46 с.
- 15.Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти : підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков, В. Б. Швець, О. В. Школа, С. В. Біда, Ю. Л. Винников. – Полтава : ПНТУ, 2003. – 446 с.
- 16.Корнієнко М. В. Основи і фундаменти : навч. посіб. / М. В. Корнієнко. – Київ : КНУБА, 2012. – 164 с.
- 17.Кушнір С. Г. Расчет осадок оснований зданий и сооружений / С. Г. Кушнір. – Київ : Будівельник, 1990. – 141 с.
- 18.Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М. :Стройиздат, 1980. – 136 с.
- 19.Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. Сорочана Е. А. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
- 20.Smith G. N. Elements of soil mechanics for civil and mining engineers / G. N. Smith– New York, 1970. – 424 p.
- 21.Somerville S. H. Dictionary of geotechnics Somerville / S. H. Somerville, V. A Paul. – London, 1986. – 240 p.

22. Терцаги К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М. : Госстройиздат, 1961. – 507 с.

23. Механика грунтов, основания и фундаменты : учеб. пособ. для строит. вузов / С. Б. Ухов, В. В. Семенов и др. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 2002. – 566 с.

24. Цитович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цитович. – М. : Высшая школа, 1983. – 288 с.

25. Швецов Г. И. Инженерная геология, механика грунтов, основания и Фундаменты : учеб. для вузов по спец. «Строительство» / Г. И. Швецов. – М. : Высш. шк., 1987. – 296 с.

26. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник / В. Б. Швець, І. П. Бойко, Ю. Л. Винников, М. Л. Зоценко, О. О. Петраков, В. Г. Шаповал, С. В. Біда. – Дніпропетровськ : Пороги, 2012. – 197 с.

27. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва, О. В. Самородов, О. В. Гаврилюк ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с. – Існує електрон. версія. (Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/45175/>, вільний).

Електронне навчальне видання

АЛЕКСАНДРОВИЧ Вадим Анатолійович
КОБЗАР Юрій Іванович
ГАВРИЛЮК Ольга Володимирівна

**МЕХАНІКА ҐРУНТІВ І ОСНОВИ
ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ**

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для здобувачів першого (бакалаврського)
рівня вищої освіти всіх форм навчання
зі спеціальності 194– Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології)*

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*
Редактор *О. А. Норик*
Комп'ютерне верстання *О. В. Гаврилюк*

План 2023, поз. 1Л

Підп. до друку 07.06.2023. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк.5,0

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.