

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ УКРАЇНИ
«КИЇВСЬКИЙ ПОЛІТЕХНІЧНИЙ ІНСТИТУТ
імені ІГОРЯ СІКОРСЬКОГО»

ПІДВАЛИНИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Навчальний посібник

Рекомендовано Методичною радою КПІ ім. Ігоря Сікорського
як навчальний посібник для здобувачів ступеня бакалавра
за освітньою програмою «Геоінженерія»
спеціальності 184 Гірництво

Укладачі: Л.В. Шайдецька, О.В. Ган, О.О. Вовк

Електронне мережне навчальне видання

Київ
КПІ ім. Ігоря Сікорського
2022

Рецензент	Луговий П.З., доктор технічних наук, професор Інститут механіки ім. С.П. Тимошенка НАН України
Відповідальний редактор	Ган А.Л., кандидат технічних наук, доцент

*Гриф надано Методичною радою КПІ ім. Ігоря Сікорського
(протокол № 3 від 01.12.2022 р.)
за поданням Вченої ради навчально-наукового інституту енергозбереження та
енергоменеджменту
(протокол № 3 від 31.10.2022 р.)*

В даному навчальному посібнику наведені положення механіки ґрунтів і методи фундаментобудування, спорудження підземних та заглиблених споруд, які забезпечують майбутніх спеціалістів необхідними знаннями для їх практичної діяльності.

Навчальний посібник складено відповідно до силабусу (робочої програми) освітнього компоненту «Підвалини та фундаменти» для здобувачів ступеня бакалавра за освітньою програмою «Геоінженерія» спеціальності 184 Гірництво

Реєстр. № НП 22/23-268. Обсяг 7,2 авт. арк.
Національний технічний університет України
«Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського»
проспект Перемоги, 37, м. Київ, 03056
<https://kpi.ua>
Свідectво про внесення до Державного реєстру видавців, виготовлювачів
і розповсюджувачів видавничої продукції ДК № 5354 від 25.05.2017 р.

© КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2022

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІ 1 МЕХАНІКА ҐРУНТІВ.	7
1. СКЛАД, БУДОВА ТА СТАН ҐРУНТІВ	7
1.1. Зв'язок між дисциплінами.....	7
1.2. Фазовий склад ґрунту	9
2. ФІЗИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ, КЛАСИФІКАЦІЯ ҐРУНТІВ, БУДОВА ОСНОВ	13
2.1. Класифікація ґрунтів.....	13
2.2. Фізичні характеристики ґрунтів	15
2.3. Геологічна будова основи.....	18
3. МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ	20
3.1. Загальні положення.....	20
3.2. Деформаційні властивості. Закон ущільнення.....	22
3.3. Властивості міцності. Закон Кулона.....	25
3.4. Водопроникність ґрунтів. Закон Дарсі	29
4 РОЗПОДІЛ НАПРУГИ У ҐРУНТАХ.....	36
4.1. Значення, питання й основні положення.....	36
4.2. Розподіл напружень від власної ваги ґрунту	38
4.3. Визначення контактних напруг	39
4.4. Визначення початкового критичного навантаження та розрахункового опору основи.....	44
5 ДЕФОРМАЦІЯ ҐРУНТІВ І РОЗРАХУНОК ОСІДАНЬ ОСНОВ	47
5.1. Загальні положення.....	47
5.2. Розрахунок фундаментів за деформаціями основ обчислення осідання	48
5.3. Розрахунок крену фундаментів	51
6 СТІЙКІСТЬ УКОСІВ І ТИСК ҐРУНТІВ НА ОГОРОДЖЕННЯ ТА ПІДПІРНІ СТІНИ	53
6.1. Значення питання та загальні положення.....	53
6.2. Стійкість укосів за плоских поверхнів ковзання	55

6.2.1 Укіс в ідеально сипкому ґрунті ($\varphi \neq 0, c = 0$).....	55
6.2.2 Ґрунт, що має тільки зчеплення.....	57
6.2.3 Урахування фільтраційних сил	59
6.3. Умови застосування різних методів розрахунку укосів і схилів	60
6.4. Тиск ґрунтів на захисні конструкції	63
РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	66
7 ФУНДАМЕНТИ, ЩО ЗНАХОДЯТЬСЯ У ВІДКРИТИХ КОТЛОВАНАХ .	66
7.1. Основні положення із проектування фундаментів.....	66
7.2. Класифікація інженерно-геологічних умов	67
7.3. Інженерно-геологічні умови ґрунтової товщі.....	68
7.4. Оцінка ступеня впливу підземних вод на будівельні властивості ґрунтів	69
7.5. Визначення мінімально можливої глибини закладання фундаментів .	70
7.6. Проектування фундаментів у відкритих котлованах	73
7.7. Визначення попередніх розмірів підшви фундаменту.....	75
8 ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ	80
8.1. Загальні положення.....	80
8.2. Види пальових фундаментів	82
8.3. Процеси, що відбуваються в ґрунті у разі занурення паль.....	91
8.4. Визначення несучої здатності паль.....	93
8.5. Відмова при забиванні паль. Поняття про істину і фальшиву відмову	97
9 ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	99
9.1. Розміщення паль у фундаменті.....	99
9.2. Перевірка тиску на ґрунт пальового фундаменту	102
9.3. Визначення осадки пальового фундаменту.....	105
10 ОПУСКНІ КОЛОДЯЗІ І КЕСОНИ.....	109
10.1 Опускні колодязі	109
10.2. Кесони	113
10.3. Розрахунки масивних опускних колодязів і кесонів.....	117
11 ФУНДАМЕНТИ ТИПУ СТІНА В ҐРУНТІ.....	121

12 ШТУЧНІ ОСНОВИ. МЕТОДИ ПОЛІПШЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ	126
12.1 Штучні основи, які виготовляють методами поверхневого та глибинного ущільнення.....	126
12.2 Ґрунтові подушки	131
12.3 Штучні основи, які утворюють за допомогою фізико-хімічних процесів	135
13. ДРЕНАЖІ ТА ГІДРОІЗОЛЯЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ ТА ПІДЗЕМНИХ СПОРУД.....	145
13.1. Підтоплення територій. Терміни та визначення понять	145
13.2. Ознаки головних видів та причин підтоплення територій	147
13.3. Дренажі та гідроізоляція фундаментів та підземних споруд	150
13.3.1. Дренажні системи та дренажі	152
13.3.2. Гідроізоляція фундаментів та підземних споруд.....	155
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	159

ВСТУП

Будь яка будівля або споруда будуються на ґрунтовій основі, споруджуються із ґрунту як будівельного матеріалу або розташовуються в ґрунтовому масиві. Його міцність, стійкість та нормальна експлуатація визначаються не тільки конструктивними особливостями споруди, але і властивостями ґрунтів, умова взаємодії споруди та основ.

Вартість фундаментів складає в середньому 12% від вартості споруди, а тривалість робіт зі спорудження фундаментів близько 20% терміну будівництва споруди. Під час спорудження заглиблених частин будівель, а також під час будівництва в складних ґрунтових умовах ці показники значно збільшуються. Відповідно, удосконалення проектних та технологічних рішень в галузі фундаментобудування приводить до економії матеріальних та трудових ресурсів, скороченню термінів будівництва будівель і споруд.

Під час проектування фундаментів безпосередньо приймають участь біля десятка тисяч інженерів пов'язаних із проведенням пошукових робіт для будівництва, підготовкою основ, будівництвом фундаментів, підземних та заглиблених споруд. Нарешті, кожен інженер незалежно від профілю його діяльності повинен чітко уявляти собі взаємозв'язок споруди та основи, уміти оцінювати їх вплив один на одного. Вище наведене дозволяє зробити висновок про важливість вивчення проблем, які пов'язані з фундаментобудуванням, під час підготовки спеціалістів даного напрямку.

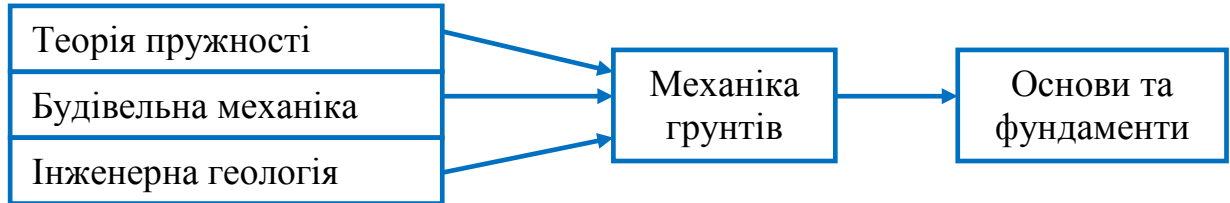
В даному навчальному посібнику наведені положення механіки ґрунтів і методи фундаментобудування, спорудження підземних та заглиблених споруд, які забезпечують майбутніх спеціалістів необхідними знаннями для їх практичної діяльності.

Навчальний посібник складено відповідно до силабусу (робочої програми) освітнього компоненту «Підвалини та фундаменти» освітньої програми Геоінженерія спеціальності 184 Гірництво.

РОЗДІ 1 МЕХАНІКА ГРУНТІВ.

1. СКЛАД, БУДОВА ТА СТАН ГРУНТІВ

1.1. Зв'язок між дисциплінами



Механіка ґрунтів – теоретична основа фундаментобудування. Це наука про закономірності, що виникають у ґрунтах внаслідок їх завантаження.

Підвалини та фундаменти – це прикладна дисципліна про прийому розрахунку, конструювання і спорудження фундаментів залежно від властивостей.

Ґрунт – гірські породи, ґрунти, техногенні утворення, що уявляють собою багатокomпонентну та багатообразну геологічну систему та є об'єктом інженерно-господарської діяльності людини (відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96).

Ґрунти можуть служити:

- 1) матеріалом основ будинків і споруд;
- 2) середовищем для розміщення в них споруд;
- 3) матеріалом самої споруди.

Гірська порода це закономірно побудована сукупність мінералів, які характеризуються складом, структурою та текстурою.

Склад ґрунту речовинний, це категорія яка характеризує хіміко-мінеральний склад твердих, рідких і газових компонентів.

Структура ґрунту – просторова організація компонентів ґрунту, що характеризується сукупністю морфологічних (розмір, форма часток, їх кількісне співвідношення), геометричних (просторова композиція структурних елементів) та енергетичних ознак (тип структурних зв'язків та загальна

енергія структури) і визначається складом, кількісним співвідношенням та взаємодією компонентів ґрунту.

Зв'язки між частками:

- водно-колоїдні - в'язкопластичні, м'які, оборотні, обумовлені електромолекулярними силами взаємодії; чим більше води в об'ємі ґрунту, тим слабкіше зв'язок.
- кристалізаційні - тендітні, жорсткі, необоротні при руйнуванні, що виникають внаслідок дії хімічних сил.

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

Розрізняють текстури:

- шаруваті (тонко - і грубошаруваті, стрічкові);
- злиті (масивні, скрит шаруваті);
- складні (макропористі, порфіроподібна).

Основа (підвалини) – область ґрунтового масиву, яка безпосередньо сприймає навантаження від споруди. Підвалини бувають: штучні - ґрунти, які перед будівництвом зміцнюються, і природні - ґрунти природного складу.

Фундамент – підземна, опорна конструкція, яка слугує для передачі навантаження від споруди на основи.

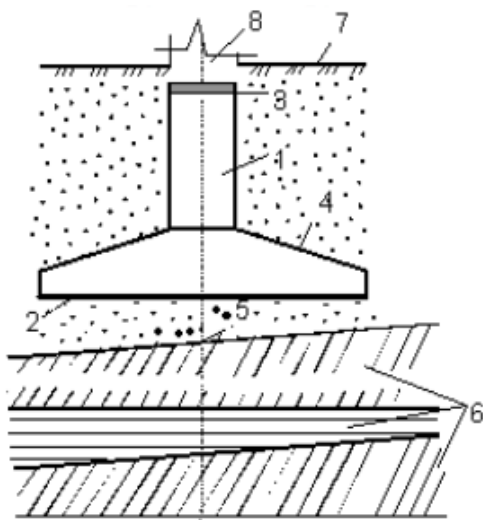


Рисунок 1.1 - влаштування фундаменту мілкого закладення: 1 фундамент; 2 підшва фундаменту; 3 обріз фундаменту; 4 уступ фундаменту; 5 несучий шар ґрунту - шар, на який спирається фундамент; 6 підстилають шари ґрунтів; 7- поверхня землі; 8- надземна конструкція.

1.2. Фазовий склад ґрунту

Ґрунт – це багатофазне природне тіло, речовина якого представлена такими фізичними фазами: тверда, рідка, газова та жива речовина організмів, що населяють ґрунт.

Тверда фаза ґрунту – це полідисперсна і полікомпонентна органомінеральна система, що утворює твердий каркас ґрунтового тіла. Вона формується в процесі ґрунтотворення з материнської гірської породи і значною мірою успадковує її склад і властивості. Характеризується хімічним мінералогічним і гранулометричним складом, з одного боку, і складенням, структурою і пористістю – з іншого.

Гранулометричним (механічним) складом ґрунту називають масове співвідношення (відносний вміст у процентах) у його складі твердих частинок (механічних елементів) різної крупності. У вітчизняному ґрунтознавстві він визначається на основі відсоткового співвідношення у ґрунті фракцій фізичної глини (механічних елементів $<0,01\text{мм}$) і фізичного піску (механічних елементів $>0,01\text{мм}$). За класифікацією Н. А. Качинського (1958 року) виділяють пухкопіщані, зв'язнопіщані, супіщані, легкосуглинкові, середньосуглинкові, важкосуглинкові, легкоглинисті, середньоглинисті і важкоглинисті ґрунти.

Основну частку речовинного складу мінеральних ґрунтів утворюють первинні (переважно кварц, польові шпати, слюди), а також вторинні мінерали (глинисті, оксиди і гідроксиди, мінерали-солі), що успадковуються ґрунтом від ґрунтотворної породи, утворюються в процесі вивітрювання і ґрунтотворення. Особливу роль відіграють тонкодисперсні ($<0,001\text{ мм}$) глинисті мінерали (груп каолініту, гідрослюд, монтморилоніту, змішаношаруватих), що визначають важливі властивості ґрунтів: водно-фізичні, фізико-механічні, вбирну здатність ґрунту, наявність елементів живлення рослин.

Рідка фаза ґрунту (ґрунтовий розчин) – це вода в ґрунті з розчиненими мінеральними й органічними сполуками. Це динамічна фаза, яка має дуже важливе значення.

Воді належить провідна роль у ґрунтоутворенні та родючості: у водному середовищі відбуваються процеси вивітрювання та новоутворення мінералів, хімічні реакції, гумусоутворення, перерозподіл речовин у ґрунтовому профілі; вода в ґрунті значною мірою визначає тепловий баланс ґрунту та її температурний режим, забезпечує умови життя рослин. За О.А.Роде виділяють п'ять категорій (форм) ґрунтової води:

- Тверда вода – лід.
- Хімічно зв'язана вода (включає конституційну і кристалізаційну).
- Пароподібна вода.
- Фізично зв'язана, або сорбована, вода.
- Вільна вода, яка присутня в капілярній і гравітаційній формах.

Капілярна вода утримується в ґрунті в порах малого діаметра – капілярах, під дією капілярних (меніскових) сил.

Вода в ґрунті присутня у формі ґрунтового розчину, що є його рідкою фазою. Ґрунтовий розчин включає воду, що містить розчинені солі, органіно-мінеральні та органічні сполуки, гази та найтонші колоїдні золі. Ґрунтовий розчин служить безпосереднім джерелом живлення рослин.

До найважливіших катіонів ґрунтового розчину належать: Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ , K^+ , NH_4^+ , H^+ ; в сильно кислих ґрунтах можуть бути Al^{3+} , Fe^{3+} , в заболочених – Fe^{2+} .

Серед аніонів переважають: HCO_3^- , CO_3^{2-} , NO_3^- , NO_2^- , SO_4^{2-} , Cl^- , H_2PO_4^- , HPO_4^{2-} .

Для більшості ґрунтів характерний гідрокарбонатно-кальцієвий склад ґрунтових розчинів, в ґрунтових розчинах засоленних ґрунтів переважна частка належить хлоридам і сульфатам магнію і натрію.

Наявність у ґрунтовому розчині вільних кислот і основ, кислих та основних солей визначають найважливішу для життєдіяльності рослин і

процесів ґрунтоутворення властивість ґрунту – актуальну реакцію ґрунтового розчину. Реакція ґрунтового розчину визначається активністю вільних водневих (H^+) і гідроксильних (OH^-) іонів і вимірюється величиною рН. У різних типах ґрунтів рН ґрунтового розчину коливається від 2,5 (кислі сульфатні ґрунти) до 6–7,5 в чорноземах і до 10–11 в лужних солонцях і содових солончаках.

Осмотичний тиск ґрунтового розчину, що залежить від його концентрації і ступеня дисоціації розчинених речовин. Якщо він дорівнює осмотичного тиску клітинного соку рослин або вище його, то припиняється надходження води в рослину і вона гине. Найбільш високим осмотичним тиском ґрунтового розчину характеризуються засолені ґрунти.

Газова фаза ґрунту – найбільш мобільна складова частина ґрунтів, мінливість якої відображає біологічні та біохімічні процеси ґрунтоутворення. Кількість і склад ґрунтового повітря істотно впливають на розвиток і функціонування рослин і мікроорганізмів, розчинність і міграцію хімічних сполук, інтенсивність і спрямованість ґрунтових процесів.

Ґрунтове повітря знаходяться в декількох фізичних станах: 1) власне ґрунтове повітря – вільне і защемлене, що знаходиться в порах ґрунту; 2) адсорбовані гази ґрунтовими частками на їхніх поверхнях; 3) розчинні гази в ґрунтовій воді.

Ґрунтове повітря знаходяться в декількох фізичних станах: 1) власне ґрунтове повітря – вільне і защемлене, що знаходиться в порах ґрунту; 2) адсорбовані гази ґрунтовими частками на їхніх поверхнях; 3) розчинні гази в ґрунтовій воді.

Повітряно-фізичними властивостями ґрунтів називається сукупність ряду фізичних властивостей ґрунтів, що визначають стан і поведінку ґрунтового повітря в профілі. Найбільш важливими з них є повітроємність (загальна, капілярна і некапілярна або пористість аерації), повітровміст, повітропроникність, повітрообмін або аерація.

Відмінність ґрунтового повітря від атмосферного (наземного) пов'язана головним чином з процесами життєдіяльності мікроорганізмів, диханням коренів рослин і ґрунтової фауни, окислення органічної речовини ґрунтів. Відмінність тим більша, чим вищий енергетичний потенціал і біологічна активність ґрунтів або менший повітрообмін з атмосферним повітрям. Ґрунтове повітря містить макрогази – азот, кисень та діоксид вуглецю, оптимальні рівні концентрації якого коливаються в межах 0,3-3,0 %. Серед мікрогазів, концентрації яких не перевищують $1 \cdot 10^{-9} - 10^{-12} \%$, є N_2O , NO_2 , CO , вуглеводні (етилен, ацетилен, метан), водень, сірководень, аміак, тіоли, терпени, фосфін, спирти, ефіри, пари органічних і неорганічних кислот.

Завдяки тісному взаємозв'язку між фазами ґрунт функціонує як єдина система.

2. ФІЗИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ, КЛАСИФІКАЦІЯ ҐРУНТІВ, БУДОВА ОСНОВ

2.1. Класифікація ґрунтів

Класифікації ґрунтів можна розділити на загальні, приватні, регіональні й галузеві.

Під час рішення практичних завдань будівництва важливо використати точні 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 нею прийнята така супідрядність класифікаційних найменувань (таксонометричні одиниці): клас – група – підгрупа – тип – вид – різновид.

Таксонометричні одиниці виділяються за групами ознак:

- клас – за загальним характером структурних зв'язків;
- група – за характером структурних зв'язків (з огляду на їхню 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) розділяються 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 одноосний 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 водноколоїдними 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 кріогенними 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 кріогенною текстурою.

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

Таблиця 2.1 - Найпростіша класифікація нескельних ґрунтів

Ґрунт	% вмісту часток менше 0,005 мм	Число пластичності I _p
Пісок	3	-
Супісок	3...10	0,01 ... 0,07
Суглинок	10...30	0,07 ... 0,17
Глина	30	0,17

2.2. Фізичні характеристики ґрунтів

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

В інженерній практиці прийнято розділяти всі ґрунти на два види - зв'язкові і незв'язні. Зв'язні ґрунти - пілуватоглинисті - супісок, суглинок, глина; незв'язні - пісок, великоуламкові ґрунти.

Класифікаційні показники:

- речовий склад - зерновий, мінералогічний, вологісний;
- характеристики фізичного стану;
- щільність для піщаних ґрунтів (незв'язних);
- консистенція і пластичність для пілуватоглинистих ґрунтів (зв'язкових).

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

Піщані ґрунти в залежності від зернового складу підрозділяються на види згідно з таблицею 2.2

Таблиця 2.2 - Найменування піщаних ґрунтів

Вид піщаних ґрунтів	Розподіл часток за крупністю % від ваги повітряно-сухого ґрунту
Пісок гравелистий	Вага часток крупніше 2мм складає більше 25%
Пісок крупний	Вага часток крупніше 0,5мм складає більше 50%
Пісок середньої крупності	Вага часток крупніше 0,25мм складає більше 50%
Пісок дрібний	Вага часток крупніше 0,1мм складає 75% і більше
Пісок пілуватий	Вага часток крупніше 0,1 мм складає менше 75%

За щільністю складу піски підрозділяються згідно з табл. 2.3 в залежності від величини початкового коефіцієнту пористості e_0 , що визначається за формулою:

$$e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1 \quad (2.1)$$

де γ_s - питома вага часток ґрунту, γ - питома вага ґрунту, W – природна вологість ґрунту в частках одиниць.

Таблиця 2.3 - Щільність піщаних ґрунтів

Вид пісків	Щільність складу пісків		
	щільні	середньої щільності	рихлі
Піски гравелисті, крупні і середньої крупності	$e_0 < 0,55$	$0,55 \leq e_0 \leq 0,70$	$e_0 > 0,70$
Піски дрібні	$e_0 < 0,60$	$0,60 \leq e_0 \leq 0,75$	$e_0 > 0,75$
Піски пилуваті	$e_0 < 0,60$	$0,60 \leq e_0 \leq 0,80$	$e_0 > 0,80$

Піщані ґрунти підрозділяються за ступенем вологості S_r (частка заповнення об'єму пор ґрунту водою) згідно з табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Ступінь вологості ґрунтів

Найменування великоуламкових і піщаних ґрунтів за ступенем вологості	Ступінь вологості S_r
маловологі	$0 < S_r \leq 0,5$
вологі	$0,5 < S_r \leq 0,8$
насичені водою	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Ступінь вологості визначається за формулою:

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e_0 \cdot \gamma_w} \quad (2.2)$$

γ_w питома вага води, рівна 10 кН/м^3

Глинисті ґрунти підрозділяються на види в залежності від числа пластичності J_p , згідно табл. 2.5.

Число пластичності J_p розраховують за формулою:

$$J_p = W_L - W_p \quad (2.3)$$

де W_L - вологість на границі текучості в долях одиниці; W_p - вологість на границі розкочування в частках одиниці.

Таблиця 2.5 – Число пластичності глинистих ґрунтів

Вид глинистих ґрунтів	Число пластичності J_p
Супісок	$0,01 \leq J_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 \leq J_p \leq 0,17$
глина	$J_p \geq 0,17$

Глинисті ґрунти розрізняють за показником консистенції згідно з табл.2.6.

Таблиця 2.6 - Показник консистенції глинистих ґрунтів

Найменування глинистих ґрунтів за показником консистенції	Показник консистенції J_L
Супіски: тверді пластичні текучі	$J_L < 0$ $0 \geq J_L \geq 1,0$ $J_L > 1,0$
Суглинки і глини: тверді напівтверді туго пластичні м'якопластичні текучопластичні текучі	$J_L < 0$ $0 \geq J_L \geq 0,25$ $0,25 \geq J_L \geq 0,50$ $0,50 \geq J_L \geq 0,75$ $0,75 \geq J_L \geq 1,0$ $J_L > 1,0$

Показник консистенції J_L визначається за формулою:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (2.4)$$

2.3. Геологічна будова основи

Під будовою ґрунту розуміють сукупність його структурно текстурних особливостей.

Структура ґрунту визначається розміром, формою, характером поверхні, кількісним співвідношенням елементів (мінералів, уламків мінералів і гірських порід, агрегатів, цементу), що складають ґрунт, і характером їхнього взаємозв'язку.

Усі структурні елементи ґрунту пов'язані між собою структурними зв'язками, що визначають їхні інженерно-геологічні властивості. Утворення цих зв'язків – тривалий процес, що розвивається протягом формування та видозміни гірської породи. Явища вивітрювання, ущільнення, розчинення, фільтрації та інфільтрації розчинів можуть докорінно змінити й утворити нові структурні зв'язки в ґрунті. Найпоширенішими структурними зв'язками в ґрунтах є водно-колоїдні та кристалізаційні. Структурні зв'язки, що склалися в природі, можуть руйнуватися або переходити в нові. У той же час методи технічної меліорації ґрунтів дозволяють людині створювати ґрунти із заданими властивостями, а також змінювати їх у потрібному напрямі. Наприклад, у тріщинуватих скельних ґрунтах шляхом заповнення тріщин цементувальною речовиною створюються нові структурні зв'язки.

Для різних генетичних типів гірських порід характерні різні структурні зв'язки. Так, у магматичних, метаморфічних і деяких осадових зцементованих породах розвинені зв'язки хімічної природи, а в тонкодисперсних незцементованих породах – водно-колоїдні зв'язки (молекулярні й іонно-електростатичні). Зараз установлено, що дисперсні незцементовані частки породи можуть мати зв'язки магнітного характеру, а також зв'язки завдяки поверхневим електричним зарядам.

У разі руйнування структурний зв'язок хімічної природи не відновлюється. Цей вид зв'язку має достатньо високу міцність і залежить від складу цементувальної речовини. Водно-колоїдні зв'язки обумовлюються

електромолекулярними силами взаємодії між плівковою води та твердими частками, включно із колоїдними частками. Інтенсивність цих зв'язків залежить від відстані між частками, зарядів на їх поверхні, складу і вмісту іонів у поровій воді. Чим тонше плівка води, тим ці сили більші. Під час зволоження такі зв'язки слабшають, а під час висушування вони знову зростають.

Якщо в ґрунтах є присутніми природні феромагнетити (мінерали, що мають магнітні властивості: гематит, гетит, гідрогематит), то вони сприяють формуванню зв'язку магнітного характеру. Міра впливу такого типу зв'язку на формування структури незначна, але вона накладає свій специфічний відбиток на загальні структурні особливості ґрунтів. У ґрунтах також може утворитися зв'язок шляхом взаємодії електричних зарядів, яка виникає на контактах мінеральних часток.

Для оцінки будівельних властивостей ґрунтів дуже важливим є визначення текстури. Під текстурою ґрунту розуміють просторове розташування елементів, що складають ґрунт (шаруватість, тріщинуватість й ін.). Так, для осадових ґрунтів найбільш характерні масивна та шарувата текстури.

3. МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

3.1. Загальні положення

Для розрахунків деформацій, оцінки міцності та стійкості ґрунтових масивів і основ необхідно знати характеристики механічних властивостей ґрунтів. Під механічними властивостями ґрунтів варто розуміти їхнє поведіння під дією зовнішнього навантаження або при зміні їх фізичного стану (наприклад, висихання). Механічні властивості ґрунтів залежать від мінерального та гранулометричного складу, фізичного стану (щільності, вологості, температури) та структурних особливостей.

У природних умовах на ґрунт впливає напруження від власної ваги. Деформації, що виникають, як правило, завершуються в процесі створення та діагенезу ґрунту. Якщо ж ґрунт знаходиться в масиві основи, то під дією ваги споруди виникає напруження, яке призводить до додаткової деформації ґрунту. Деформації ґрунтів під навантаженням супроводжуються складними процесами: стисненням твердих часток, стисненням води та повітря, що знаходяться в порах ґрунту, руйнуванням зв'язків між частками й їхнім взаємним зміщенням, зміною товщини плівок води та віджиманням вільної води з пор ґрунту.

У результаті численних дослідів була встановлена певна стадійність деформування основ, проте на кожній стадії в ґрунті відбуваються деформації певного виду, що позначаються на характері залежності осідання від навантаження або тиску по підшві фундаменту $p = F/A$. Виділяються наступні стадії деформації основ (рис. 3.1): I – стадія ущільнення; II – стадія зрушення; III – стадія руйнування.

У першій стадії деформації малі. Переміщення часток ґрунту спрямовані переважно по вертикалі й під підшовою формується зона (ядро) ущільненого ґрунту. Залежність $S = f(p)$ на цій ділянці близька до лінійної. У другій стадії характер деформації змінюється: з-під країв фундаменту

відбувається віджимання ґрунту і формуються ділянки, у яких міцність ґрунту вичерпана, – зони зрушення. По мірі їхнього розвитку прирощення осідань усе більше випереджають прирощення тиснень, що відбивається в істотній нелінійності залежності $S = f(p)$.

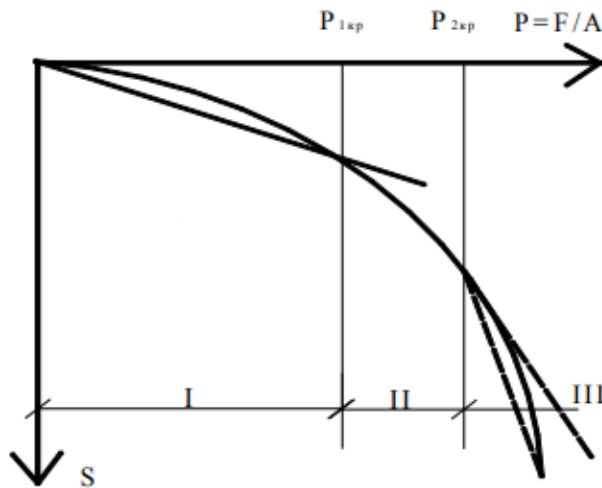


Рисунок 3.1 – Стадії деформації основ: I – ущільнення; II – зрушення; III – руйнування

Вихід ділянок зрушення на поверхню ґрунту призводить до початку III стадії – руйнування основи з провальним осіданням.

Графік на рисунку 3.1 показує необхідність теоретичного визначення тисків (навантажень), що викликають перехід основи з однієї стадії деформації в іншу. Основні закономірності механіки ґрунтів, властивості, які вони описують, і механічні властивості, показники, що характеризують зведені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Основні закономірності механіки ґрунтів

Закон	Показники	Примітка
Деформаційні властивості		
Закон ущільнення	m_0 – коефіцієнт стисливості; m_v – коефіцієнт відносної стисливості; E_0 – модуль загальної деформації	Під час розрахунку основи за другою групою граничних станів або за деформаціями
Властивості міцності		
Закон Кулона	φ – кут внутрішнього тертя; C – питоме зчеплення	Під час розрахунку стійкості основи, перша група граничних станів

Водопроникність		
Закон Дарсі	k_f – коефіцієнт фільтрації;	Розрахунок осідання основи в часі, інші фільтраційні розрахунки
	c_v – коефіцієнт консолидації	

3.2. Деформаційні властивості. Закон ущільнення.

Грунт складається з трьох компонентів: твердих часток, повітря (газу) й води. Отже, під час його стиснення мають зменшуватися об'єми усіх складових. У той же час об'ємні деформації твердих часток, що складаються з таких матеріалів, як кварц і польовий шпат та ін., мізерно малі й не враховуються. З огляду на це, можна вважати, що зміна об'єму ґрунту під час стиснення відбувається тільки через зміну об'єму пор.

Здатність ґрунту зменшуватися в об'ємі під впливом ущільнювальних навантажень називають стисливістю, осіданням або деформацією.

Розділяють пружні та пластичні деформації. Пружні деформації виникають у результаті навантажень, що не перевищують структурну міцність ґрунтів, тобто що не руйнують структурні зв'язки між частками та характеризуються здатністю ґрунту повертатися в початковий стан після зняття навантажень. Пластичні деформації руйнують скелет ґрунту, порушуючи зв'язки та переміщуючи частки одну відносно другої. Водночас об'ємні пластичні деформації ущільнюють ґрунт шляхом зміни об'єму внутрішніх пор, а зсувні пластичні деформації – шляхом зміни його первинної форми й аж до руйнування.

Визначення основних показників стисливості ґрунтів відбувається шляхом їхнього ущільнення під навантаженням без можливості бокового розширення в умовах одновимірного завдання. За такого навантаження деформації можуть розвиватися тільки в одному напрямі. Випробування ґрунтів проводять у компресійному приладі. Схема компресійного приладу (одеметра).

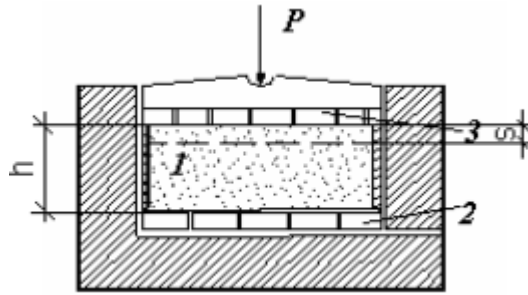


Рисунок 3.2 – Компресійні випробування ґрунтів: 1. зразок ґрунту; 2. перфоровані днище; 3. перфорований поршень; P – вертикальне навантаження.

Компресія - стиснення ґрунту без можливості бокового розширення.

Визначення показників стисливості ґрунтів проводиться шляхом їх ущільнення під навантаженням, поступово прикладається до зразком. Течія деформації ущільнення триває деякий час, в кінці якого в ґрунті, що має раніше пористість e_0 , встановлюється її значення e_i , відповідне прикладеному навантаженню p_i ; в результаті стиснення висота зразка h зменшується на деяку величину S_i (звану осадкою).

За результатами випробувань будується графік залежності коефіцієнта пористості від навантаження

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1} = \alpha$$

В проектній практиці основною характеристикою стисливості ґрунтів є модуль загальної деформації E_0 – коефіцієнт пропорційності між напруженнями і відносними деформаціями, який виражає ставлення стискає тиску до відносної деформації стиснення (Пружною і залишковою). Модуль E_0 визначається за результатами лабораторних і польових випробувань ґрунтів і використовується при розрахунках осад будівель і споруд.

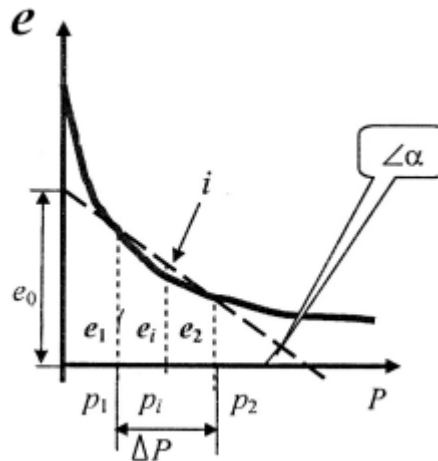


Рисунок 3.3 – Залежність деформації від тиску: α – коефіцієнт стисливості:

$\alpha < 0,005$ - ґрунт мало стискаємий;

$\alpha = 0,005 - 0,05$ - ґрунт середньо стискаємий;

$\alpha > 0,05$ (МПа-1) - ґрунт сильно стискаємий.

Ущільнення ґрунту у разі збільшення навантаження відбувається за нелінійним законом. Проте в діапазоні ущільнювального тиску 100 – 500 кПа криволінійний характер залежності $e_i - p_i$ можна апроксимувати прямою лінією (лінія А – В на рис. 3.2). За такої умови похибка з огляду на це припущення істотно практично не вплине на результати розрахунку ґрунтових основ. Тоді рівняння цієї прямої матиме такий вигляд:

$$e_i = e_0 - p_i \operatorname{tg} \alpha$$

Величина $\operatorname{tg} \alpha$ характеризує стисливість ґрунту в межах зміни тиску від p_1 до p_2 , тому її називають коефіцієнтом стисливості й означають – m_0 :

Значення коефіцієнту стискання визначають за формулою:

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}$$

де P_1 і P_2 - тиски на зразок ґрунту, що відповідно складають 0,1 МПа і 0,2 МПа; e_1 і e_2 - значення коефіцієнтів пористості, що відповідають тискам P_1 і P_2 .

Це відношення має важливе значення для розрахунку осідань основ споруд. Його часто називають законом компресійного ущільнення ґрунтів: *за незначної зміни стискуючого напруження зменшення коефіцієнта пористості ґрунту пропорційно збільшенню стискуючого напруження.*

Під час розрахунку осідань часто використовують коефіцієнт відносної стисливості

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0} \text{ (МПа}^{-1}\text{)}$$

Величина розрахункового модуля деформації ґрунту знаходиться за формулою:

$$E = \frac{\beta m_k}{m_v} \text{ (МПа)}$$

де β - коефіцієнт, що враховує неможливість бічного розширення ґрунту в компресійному приладі, його варто приймати: для пісків рівним 0,8, для супісків - 0,74, для суглинків - 0,62, для глин - 0,4.

Для споруд II-IV класів допускається визначати модуль деформації піщаних і глинистих ґрунтів у лабораторних умовах за допомогою компресійних випробувань із наступним коректуванням дослідних даних. Коректування даних компресії повинне здійснюватися, як правило, шляхом зіставлення їх з результатами випробувань того ж ґрунту в польових умовах штампом. Для глинистих ґрунтів допускається використовувати коректувальні коефіцієнти m_k , отримані в результаті статистичної обробки.

3.3. Властивості міцності. Закон Кулона

Практика показує, що руйнування ґрунтів відбувається завжди у вигляді зрушення однієї частини масиву відносно іншої. Водночас на деяких майданчиках дотичні напруження досягають значення граничного опору ґрунту зрушенню, тому експериментальні дослідження останнього мають

велике значення. Основну закономірність найпростіше встановити випробуванням ґрунту на приладі одно площинного зрізу (чи зрушення), перші конструкції яких були застосовані на початку ХХ ст. Аналог такого приладу був створений французьким ученим Ш. Кулоном у 1780 р., який використовував його для вивчення тертя різних матеріалів, зокрема тертя їх по ґрунту.

При дії зовнішнього навантаження на ґрунт ефективні тиску можуть перевершити міцність внутрішніх зв'язків між частинками ґрунту що призведе до ковзання одних частинок щодо інших і, в кінцевому рахунку, до порушення суцільності ґрунту. Досліди показують, що опір зрушенню незв'язних ґрунтів є тільки опір тертю, прямо пропорційне зовнішньому тиску, опір ж зрушення зв'язкових ґрунтів складається з опору тертя і сил зчеплення, які залежать від ущільнюючих тисків.

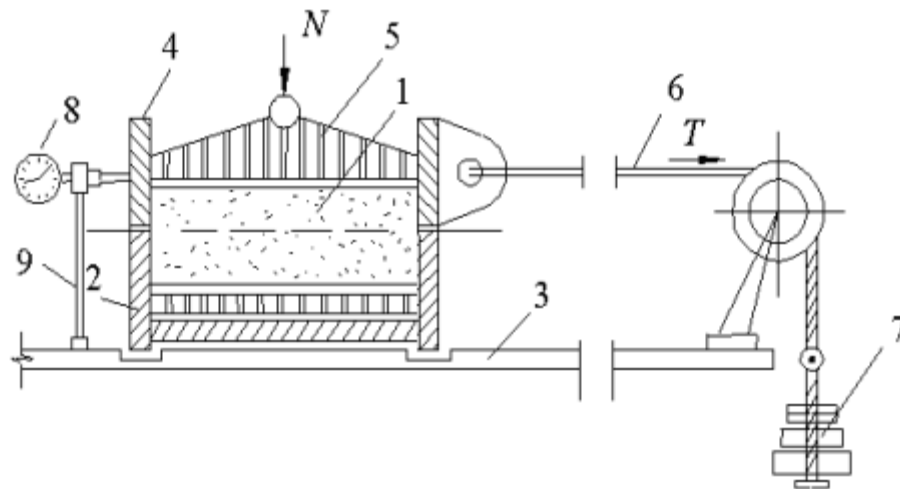


Рисунок 3.4 – Одноплощинний зрізний прилад: 1 – ґрунт; 2 – нерухома половина обойми; 3 – станина; 4 – рухлива частина обойми; 5 – привантажний штамп; 6 – горизонтальна тяга; 7 – вантажі; 8 – індикатор переміщення; 9 – стійка.

Якщо провести декілька дослідів із одним ґрунтом за різних вертикальних навантажень ($P_1 < P_2 < P_3$), тоді за деяких значень T_i буде спостерігатися безперервне наростання горизонтальних зміщень рухомої

частини обойми. Результати дослідів можна представити у вигляді залежностей, поданих на рисунку 3.5.

Досвід показує, що збільшення стискального напруження, що діє на зразок ґрунту, призводить до зростання граничного опору ґрунту зрушенню (τ_u). Численними дослідями встановлено, що для незв'язних ґрунтів експериментальні точки в межах звичайних змін напруження (до 0,5 МПа) практично знаходяться на прямій, що виходить з початку координат σ – τ_u (рис. 3.5, б). Тоді ця залежність може бути виражена рівнянням:

$$\tau_u = \sigma \operatorname{tg} \varphi = \sigma f$$

де $\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт внутрішнього тертя f , що характеризує граничне тертя ґрунту об ґрунт; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

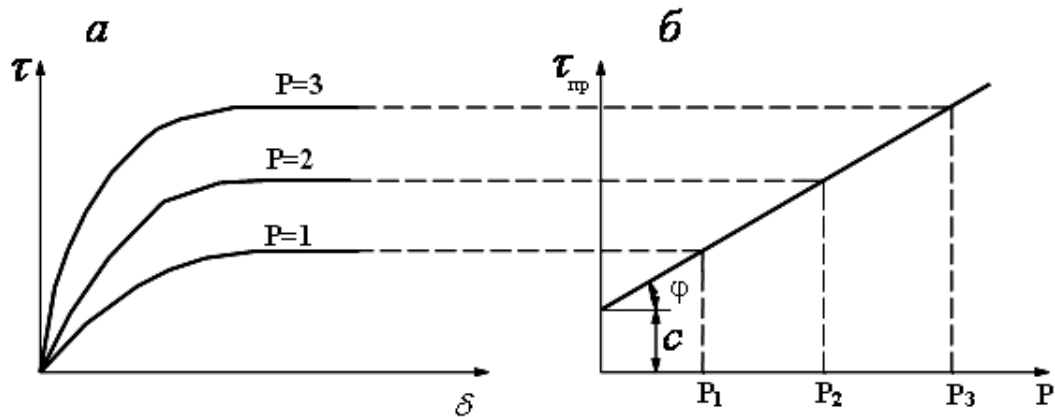


Рисунок 3.5 – Криві горизонтальних переміщень зразків (а), графік опору зрушенню сипких ґрунтів (б)

Ця залежність була встановлена Ш. Кулоном у 1773 р. і виражає закон опору сипких ґрунтів зрушенню: *граничний опір сипкого ґрунту зрушенню пропорційний нормальному напруженню*.

Для пилувато-глинистих ґрунтів отримують складнішу криволінійну залежність.

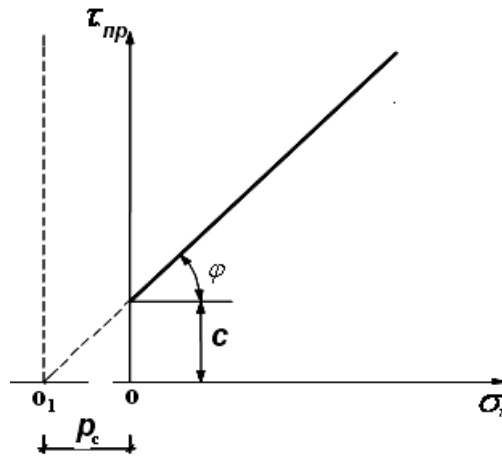


Рисунок 3.6 – Графік опору зрушенню пілуватоглинистих ґрунтів

Це пов'язано з тим, що опір зрушенню зумовлюється не лише силами тертя, що виникають між частками які переміщуються, але й зв'язністю ґрунту, тобто складними процесами порушення пластичних (водноколоїдних) і жорсткіших (цементацийних) зв'язків. Проте, як і для сипких ґрунтів, залежність опору зрушенню від нормального напруження зазвичай представляється у вигляді рівняння відрізка прямої:

$$\tau_u = \sigma \tan \varphi + c = \sigma f + c$$

Відрізок C , що відсікається на вісі τ цієї прямої, називається питомим зчепленням пілуватоглинистого ґрунту й характеризує його зв'язність.

Параметри лінійної залежності $\tau_u = f(\sigma)$ дістали своєї назви і для них загальноприйняті позначення:

- кут нахилу прямої до вісі тисків – кут внутрішнього тертя ґрунту φ ;
- тангенс кута називається коефіцієнтом внутрішнього тертя $\tan \varphi = f$;
- відрізок, що відсікається прямою на вісі τ , C – зчеплення ґрунту.

Значення його, зрозуміло, мають розмірність напруження, найчастіше воно вимірюється в кПа або МПа. Назви цих показників склалися історично.

Деякою мірою вони відповідають природі міцності ґрунтів, яка забезпечується тертям у контактах часток і зчепленням їх – зв'язністю, залежною від структурних зв'язків. До того ж вказані складові міцності ґрунтів тісно взаємозв'язані та залежать від стану й умов вантаження.

Якщо на графіку (3.6) пряму продовжити до перетину з віссю абсцис, то вона на ній відсіче відрізок p_e (рис. 3.6). Величину p_e називають тиском зв'язності. Якщо його прикласти до ґрунту з усіх боків, то він як би замінює зчеплення.

З рисунку 3.7 витікає, що введення тиску зв'язності еквівалентне перенесенню початку координат у точку O_1 і відповідно маємо:

$$P_e = \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi} = C \operatorname{ctg} \varphi$$

З огляду на природу міцності ґрунтів, варто чекати, що міцнісні характеристики залежатимуть від стану ґрунту. Це підтверджується практикою та численними дослідями. Наприклад, один і той же різновид піску, випробуваного за різних щільностей, покаже різні кути внутрішнього тертя, до того ж φ_1 відповідає пухкому, а φ_3 – щільному стану цього піску, тобто тут $e_1 > e_2 < e_3$.

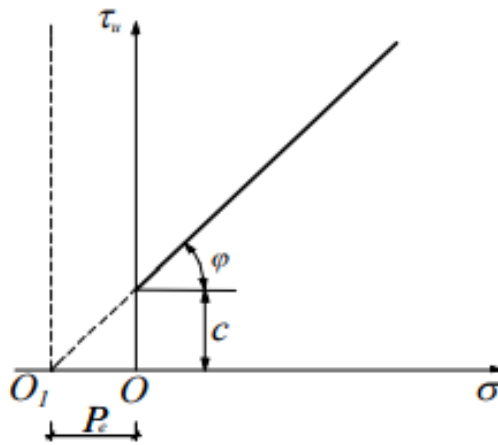


Рисунок 3.7 – Схема тиску зв'язності

3.4. Водопроникність ґрунтів. Закон Дарсі

Властивості води та її види можуть бути дуже різні в залежності від сил взаємодії з мінеральними частинками. Рух води в ґрунті відбувається під

впливом різних причин: плівковий – під дією різниці осмотичного тиску, капілярний - різниці сил всмоктування, гравітаційний - різниці напорів води.

Рух води в ґрунтах називається фільтрацією, а здатність ґрунту пропускати через пори вільну воду – водопроникністю. Вона залежить від пористості ґрунту, його гранулометричного та мінерального складу, а також від тиску, що передається на воду, зокрема навантаженням від споруди. Знання водопроникності необхідне під час розрахунків припливу або відкачування води. Оскільки ущільнення ґрунту пов'язане з віджиманням із пор води, то швидкість ущільнення також залежить від водопроникності. Експерименти доводять, що в більшості випадків рух води в порах ґрунту відбувається відповідно до закону ламінарної фільтрації (рис. 3.8). Математичний вираз цього закону вперше був запропонований французьким вченим А. Дарсі в 1854 р. Він встановив, що швидкість фільтрації (тобто витрата води через одиницю площі в одиницю часу) прямо пропорційна різниці натисків (ΔH) і обернено пропорційна довжині шляху фільтрації:

$$V = \frac{Q}{At} = k_{\phi} I$$

де Q - обсяг води; k_{ϕ} - коефіцієнт фільтрації; A - площа поперечного перетину ґрунту; I - гідравлічний градієнт; t - час.

Гідравлічний ухил (I) є втратою натиску на одиницю довжини й є безрозмірною величиною:

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

Закон ламінарної фільтрації формулюється так: *швидкість фільтрації прямо пропорційна гідравлічному градієнту.*

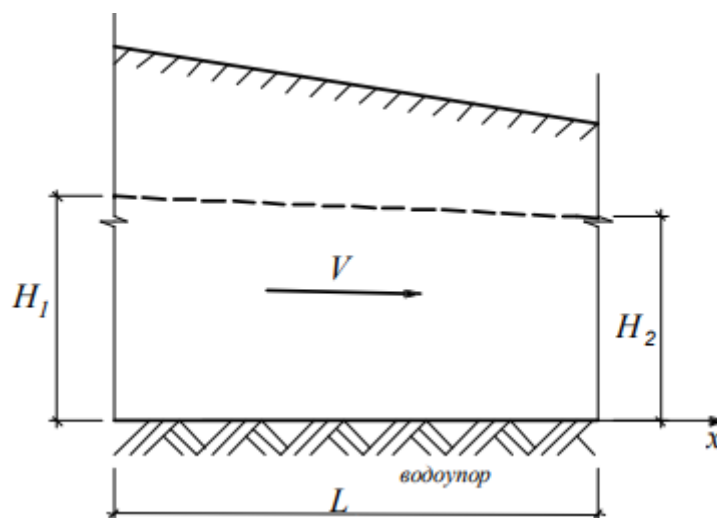


Рисунок 3.8 – Фільтрація води в ґрунті

Коефіцієнт пропорційності k_{ϕ} характеризує проникність ґрунту та називається коефіцієнтом фільтрації.

Коефіцієнт фільтрації вимірюється в одиницях швидкості – зазвичай в сантиметрах у секунду і в рік ($1 \text{ см/с} = 3 \cdot 10^7 \text{ см/рік}$). По мірі збільшення дисперсності та щільності ґрунту k_{ϕ} зменшується.

Таблиця 3.2 – Коефіцієнт фільтрації ґрунтів

Різновиди ґрунтів	Коефіцієнт фільтрації, k_{ϕ} , см/сек
Піски	$k_{\phi} = \alpha(10^{-1} \dots 10^{-4})$
Супіски	$k_{\phi} = \alpha(10^{-3} \dots 10^{-6})$
Суглинки	$k_{\phi} = \alpha(10^{-5} \dots 10^{-8})$
Глини	$k_{\phi} = \alpha(10^{-7} \dots 10^{-10})$
Де α - будь-яке число від 1 до 10	

Орієнтовно k_{ϕ} можна розрахувати за емпіричними формулами або вказати в залежності від виду та стану ґрунту за довідковими даними. Точніше вони встановлюються експериментально в лабораторних і (надійніше) в польових умовах. Численні дослідження з фільтрації води в різних ґрунтах показали повну пристосованість закону Дарсі до піщаних ґрунтів і систематичні відхилення від нього в пилувато-глинистих ґрунтах особливо щільного складу (рис. 3.9). В останніх за малих градієнтів натиску фільтрація

може бути відсутньою (ділянка ОА на кривій 2). Зростання градієнта призводить до повільного, процесу фільтрації, що поступово посилюється (криволінійна ділянка АВ). І тільки тоді встановлюється постійний режим фільтрації (лінійна ділянка ВВ).

У зв'язку з труднощами вивчення й опису процесу нелінійна ділянка зазвичай з розгляду виключається. Пряма ВВ у разі продовження її до вісі I відсікає на ній деякий початковий градієнт I_H .

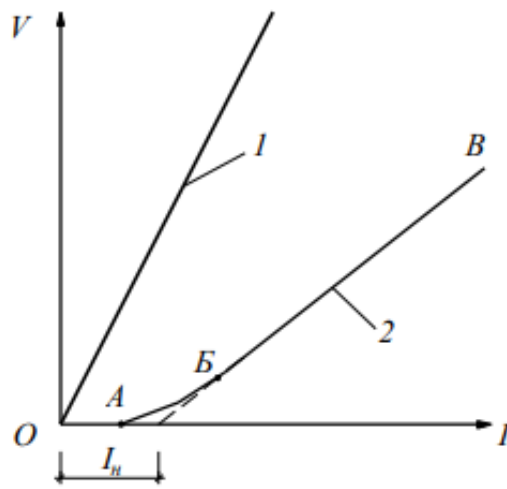


Рисунок 3.9 – Закономірності фільтрації: 1 – піски; 2 – глинисті ґрунти

Приймається, що доки $I < I_H$, фільтрація в такому ґрунті відсутня, відповідно не відбуватимуться віджимання води з пор й ущільнення ґрунту. Таким чином, для щільних глинистих ґрунтів закон уточнюється:

$$V = k_{\phi}(I - I_H)$$

Характер вище наведеної залежності пов'язаний переважно з дисперсністю глинистого ґрунту і впливом фізично пов'язаної води. Згідно з дослідженнями Б. Ф. Рельтова і С. А. Роза, які уперше встановили це явище, початковий градієнт може досягати 10 – 20.

Наявність у порах ґрунту вільної води дозволяє розглядати дві системи тисків: тиски в скелеті ґрунту, що мають назву ефективні σ_s , і тиски у воді, що мають назву нейтральні σ_w . Тиск у скелеті ґрунту ущільнюють і зміцнюють його, а тиск у воді створює натиск, викликаючи фільтрацію.

Для будь-якого моменту в ґрунтовій масі матиме місце вираз:

$$p = \sigma_s + \sigma_w$$

де p – повне навантаження на ґрунт; σ_s – ефективний тиск; σ_w – нейтральний тиск. Із огляду на це була створена модель «ґрунтової маси» (модель Терцагі – Герсегова) (рис. 3.10).

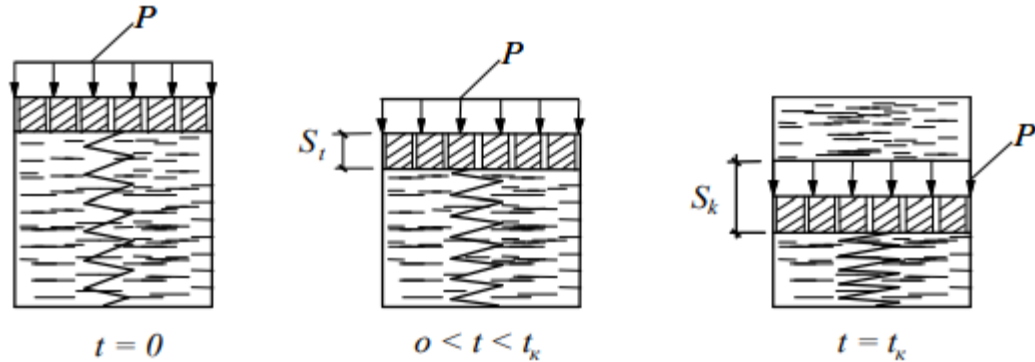


Рисунок 3.10 – Механічна модель повністю водонасиченого ґрунту – ґрунтової маси

Тут циліндр із нестисненою в'язкою рідиною та встановленим на пружину перфорованим поршнем імітує деякий об'єм повністю водонасиченого ґрунту; отвори в поршні – пори ґрунту, а в'язка рідина – вода в порах ґрунту.

У початковий момент, коли навантаження P тільки прикладене ($t = 0$) і рідина не встигає віджатися через отвори в поршні, навантаження сприймається рідиною. По мірі її віджимання навантаження перерозподіляється між рідиною та пружиною, так що все більша її частина сприйматиметься останньою. До деякого моменту часу t_k пружина стиснеться до такої міри, що повністю сприйме навантаження, і тиск у рідині впаде до нуля. Інтерпретуючи роботу моделі для ґрунту, у вказані моменти часу матимемо:

$$t = 0: \sigma_s = 0, \sigma_w = 0;$$

$$0 < t < t_k: P = \sigma_s + \sigma_w;$$

$$t = t_k: \sigma_s = P, \sigma_w = 0.$$

Згадане вище пояснює і назви тисків: роботу ущільнення й відповідно зміцнення ґрунту виконує тільки ефективний тиск; нейтральний тиск за відсутності фільтрації до ущільнення не призводить.

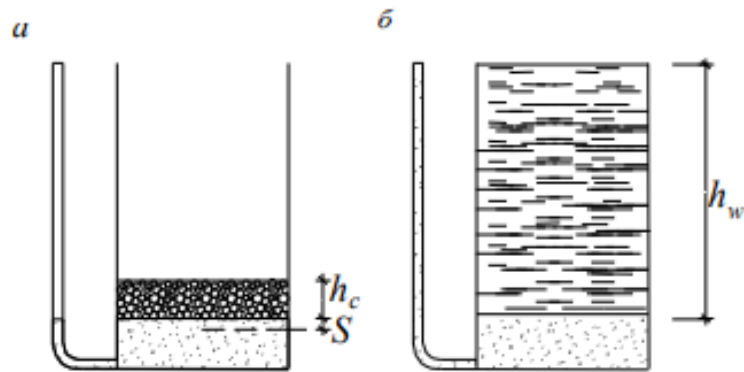


Рисунок 3.11 – Схема до пояснення ролі ефективного (а) та нейтрального (б) тисків

Цей ефект наочно виявляється на досліді із завантаженням шару повністю водонасиченого піску в посудині двома різними способами (рис. 3.11) – відсипанням свинцевого дробу шаром h_c і шаром води h_w , крім того, h_c і h_w підібрані так, що загальне навантаження на пісок однакове ($h_c \rho_c \approx h_w \gamma_w$). У першому випадку, коли тиск дробу передається безпосередньо на скелет ґрунту й є ефективним, станеться ущільнення з осіданням поверхні піску. У другому випадку, коли тиск передається на порову воду і є нейтральним, осідання відсутнє.

Питання для самоперевірки

1. По яких ознаках визначається назва піщаних і глинистих ґрунтів?
2. Які фізико-механічні характеристики піщаних і глинистих ґрунтів необхідно знати при розрахунку підземних споруд?
3. Що такий умовний розрахунковий тиск піщаних і глинистих ґрунтів і від яких показників він залежить?

4. Для чого будуються геологічні розрізи за розрізами свердловин і епюри умовних розрахункових тисків ґрунтів?
5. У яких приладах здійснюється випробування зразків ґрунту на стискання?
6. Які розрахункові параметри визначаються за допомогою компресійних кривих?
7. Які існують міцнісні параметри ґрунтів і на яких приладах за допомогою випробувань їх визначають?
8. Які закономірності по одержанню міцнісних параметрів ґрунтів?
9. Якими законами визначаються фільтраційні властивості ґрунтів?

4 РОЗПОДІЛ НАПРУГИ У ГРУНТАХ

4.1. Значення, питання й основні положення

Напруження в ґрунтових масивах виникають під впливом внутрішніх і зовнішніх сил, а також у результаті протікання в ґрунті фізичних і хімічних процесів. Знання напружень у ґрунтових масивах необхідно для вирішення таких інженерних завдань:

- визначення деформацій основ і фундаментів;
- оцінки міцності й стійкості основ;
- визначення тиску ґрунту на огорожі;
- визначення реактивних тисків по підшві фундаментів (ці дані необхідні для розрахунку конструкцій фундаментів).

Поля напружень у ґрунтових основах мають складний вигляд. Однак вони можуть бути побудовані методом суперпозиції полів напружень, що відповідають простішим випадкам.

Наразі розрізняють такі види напруг у ґрунтової основі.

1. Напруження в основах від власної ваги ґрунту і необмеженого щодо плані розподіленого навантаження.

2. Напруження в ґрунтових основах від місцевого навантаження в умовах просторової задачі.

3. Напруження в ґрунтових основах від місцевого навантаження в умовах плоскої задачі.

4. Контактні напруги.

Проблеми розподілу напружень у ґрунтовому масиві розглядаються в фазі його ущільнення, яка як стадія його напружено-деформованого стану становить найбільший інтерес для практики через те, що під час реального проектування напруги в ґрунтовому масиві обмежуються величиною, яка незначно перевищує початковий критичний тиск. Найважливішим наслідком

принципу лінійної деформації є правомірність використання для аналізу НДС ґрунтового масиву апарату теорії пружності. При цьому в зазначеному аналізі модуль пружності замінюється модулем деформації, комплексно враховує розвиток як пружних, так і пластичних деформацій ґрунтів. П. О. Міняєвим, Н. П. Пузиревським, М. М. Герсєвановим та ін. була обґрунтована можливість використання для визначення напружень у ґрунтах рішень теорії пружності, отриманих наприкінці XIX – початку XX ст. Необхідними умовами для цього вважалися однократність завантаження, обмеженість діючого навантаження межами закономірності ущільнення, тобто у разі дотримання принципу лінійної деформації ґрунтів. Модель ґрунту як лінійно-деформованого середовища дозволила вбачати і вирішувати будь-які завдання визначення напружено-деформованого стану масиву ґрунту. Зіставлення результатів розрахунку за теорією лінійно-деформованого середовища (ТЛДС) із даними експериментів і натурними вимірами в загальному підтвердило правомірність використання ТЛДС, хоча в низці випадків відзначалися істотні кількісні розбіжності. Узагалі задача про розподіл напружень у ґрунтовому масиві при заданих граничних умовах може бути зведена до вирішення диференціальних рівнянь рівноваги, доповнених рівняннями спільності деформацій і фізичними рівняннями у формі закону Гука. Такі завдання, як правило, вирішуються чисельними методами, оскільки отримання для них замкнутих аналітичних рішень є доволі проблематичним. Із цієї причини становлять особливий практичний інтерес аналітичні рішення, отримані з використанням тільки рівнянь рівноваги на підставі гіпотез, які спрощують. До таких рішень належать широко відомі в механіці ґрунтів задачі Буссінеска (про розподіл напружень у пружному півпросторі) і Фламана (про розподіл напружень у півплощині), а також їхнього застосування. Водночас варто пам'ятати, що півпростором називають частину нескінченного (тривимірного) простору, відсіченого нескінченною площиною; півплощиною називають частину нескінченної площини, відтятою нескінченною лінією (кордоном). Відзначимо, що ці

рішення належать до постійного (сталого) стану ґрунту, коли всі процеси в ньому, викликані зовнішнім навантаженням (ущільнення, віджимання води), закінчилися. Далі, напруги від зовнішнього навантаження накладаються на деякий природний напружений стан, характеристика якого є складним самостійним завданням. Зазвичай вважають його напруженим станом від власної ваги ґрунту. Повні напруги отримують підсумовуванням природних і додаткових напружень. Узагалі застосування принципу суперпозиції (складання) або незалежності дії сил є наслідком використання рішень лінійної теорії пружності.

4.2. Розподіл напружень від власної ваги ґрунту

Власна вага ґрунту має фізичний зміст об'ємної сили, тому під його дією в ґрунтовій основі обов'язково виникають поля напружень і переміщень. Під час визначення напруг від власної ваги ґрунту вважають, що завантажена область в плані має необмежені розміри. Іншими словами, у цьому випадку основа знаходиться в умовах компресійного стиску. Дотичні напруження дорівнюють нулю, тобто горизонтальні й вертикальні майданчики є головними.

Навантаження від споруди і власної ваги ґрунту поширюється вниз і в сторони по ґрунтовому масиву, в зв'язку з чим в точках взаємного контакту між частинками виникають різні сили. Напрямок цих сил різноманітне і залежить від властивостей ґрунту. Систему сил, прикладених до деякої майданчику, можна замінити розподіленим тиском, дотримуючись при цьому умову, щоб їх рівнодіюча збігалася за величиною і напрямку; тоді тиск від розподіленого навантаження, що припадає на одиницю площі, буде визначати собою напруга на цьому майданчику.

Напруження в ґрунтах від власної ваги

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$$

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

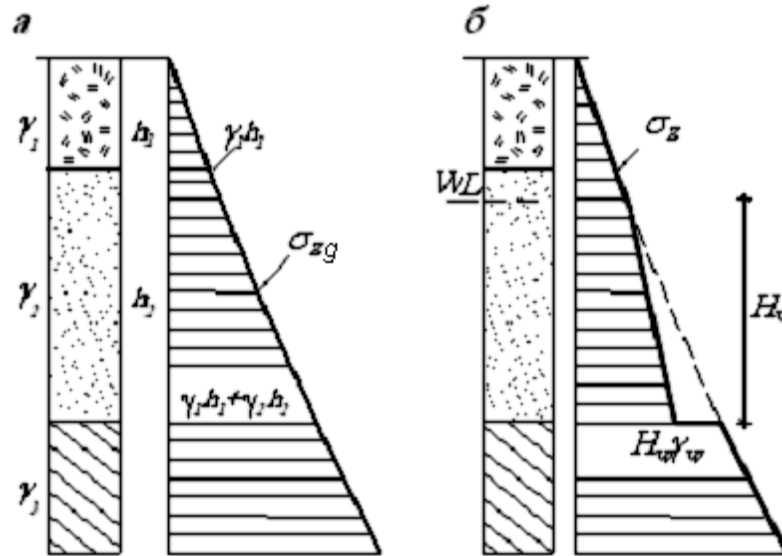


Рисунок 4.1 – Епюри природних напруг σ_z у шаруватій основі

4.3. Визначення контактних напруг

Напруги, що виникають під час взаємодії фундаментів та інших підземних конструкцій з ґрунтами, називаються контактними. Урахування дійсних їх значень особливо важливо під час розрахунку міцності самих конструкцій. Характер розподілу контактних напружень залежить від форми, розмірів, жорсткості фундаменту й здатності до деформації ґрунту. За здатністю до деформацій розрізняють:

- 1) абсолютно гнучкі споруди, коли вони вільно йдуть за деформацією основи, насипу;
- 2) абсолютно жорсткі споруди, коли споруда або фундамент практично не деформуються (масивні фундаменти, димові труби та ін.);

3) споруди (фундаменти) кінцевої жорсткості, що деформуються спільно з основою, що викликає перерозподіл контактних напруг. За умовами роботи більшість як фундаментів, так і споруд належить до третьої групи.

Розгляд взаємодії конструкції (зокрема фундаменту) з основою охоплює три етапи з вибором на кожному відповідно:

- моделі (розрахункової схеми) конструкції;
- моделі основи;
- методу рішення.

На першому етапі встановлюють тип і умови роботи конструкції: абсолютно жорстка або кінцевої гнучкості; працює в умовах плоскої або просторової задачі. На розподіл контактних напруг сильно впливає жорсткість фундаментів. Для її визначення наразі використовуються так звані показники гнучкості, які визначають залежно від розрахункової схеми фундаменту.

Для фундаментів балочного типу показник гнучкості варто визначати за формулою:

$$t = \frac{El^3}{E_k h^3}$$

де E та E_k – модулі деформації ґрунту й матеріалу конструкції відповідно; l та h – довжина і товщина (висота) конструкції.

Якщо $t \leq 1$, то конструкція (фундамент) вважається абсолютно жорсткою; якщо $t > 10$, то фундамент вважають абсолютно гнучким; нарешті, якщо $1 \leq t \leq 10$, то кажуть, що фундамент має кінцеву жорсткість.

Для плитних фундаментів показник гнучкості варто визначати за формулою:

$$t = \frac{\pi}{8} \cdot \frac{E_0 b a^2}{(1 - \nu_0^2) D}$$

де $D = \frac{E h^3}{12(1 - \nu^2)}$ – циліндрична жорсткість плити;

E та ν – відповідно модуль деформації і коефіцієнт Пуасона матеріалу плитного фундаменту; E_0 та ν_0 – те саме, основи; b – ширина підосви фундаменту; a – її довжина; h – товщина плити.

Якщо $t \leq \frac{4}{\alpha}$, то фундамент вважають абсолютно жорстким, а якщо $t > \frac{4}{\alpha}$, то фундамент вважають гнучким. Тут $\alpha = \frac{a}{b}$ – відношення сторін плитного фундаменту. Умови плоскої деформації можна вважати, що приблизно виконуються, за довжини опорної площі конструкції, що перевищує її ширину більш ніж у 3 рази, до того ж окремі виділені смуги повинні працювати в однакових умовах.

Найбільш простою моделлю основи, яка застосовується в розрахунках різноманітних конструкцій ще з XIX ст., є модель місцевих пружних деформацій Фусса-Вінклера, згідно з якою реактивна напруга в кожній точці поверхні контакту прямо пропорційна осіданню тієї самої точки:

$$p(x) = K_n W(x)$$

де K_n – коефіцієнт пропорційності, який часто називають коефіцієнтом постелі, що вимірюється в кПа/м;

Слово «місцевих» у назві моделі вказує на те, що в ній враховуються осідання тільки під опорною площею; поза її деформації відсутні, основа, яка моделюється таким чином, не має розподільної здатності – її можна представити сукупністю вертикальних, не пов'язаних одна з одною пружин.

У XX ст. була розроблена модель загальних пружних деформацій, у якій зв'язок навантаження з переміщеннями точок поверхні основи встановлювався за рішеннями теорії пружності. Наприклад, осідання будь якої точки поверхні пружного півпростору від зосередженого навантаження (задача Буссінеска) дорівнює:

$$W_{(x,y)} = \frac{F_v(1 - \nu^2)}{\pi E r} = \frac{F_v}{\pi C r}$$

В умовах плоскої задачі маємо:

$$W_{(x)} = \frac{F_v}{\pi C} \ln(x - \xi) + D$$

Де $C = \frac{E}{1-\nu^2}$ – коефіцієнт жорсткості основи; ξ – координата точки прикладання погонного навантаження для плоскої задачі; D – постійна інтегрування.

Модель загальних пружних деформацій враховує прогини (осідання) поверхні і за межами опорної площі. Розроблені та застосовуються різні варіанти обох моделей: із двома коефіцієнтами постелі; коефіцієнтами, що змінюються з глибиною; пружного шару, що підстиляється жорстким та ін. Методи розв'язання контактних задач для конструкцій кінцевої жорсткості за всієї їхньої різноманітності засновані на інтегруванні диференціального рівняння зігнутої вісі балки (або серединної площини плити) з урахуванням зв'язків навантаження та прогину і граничних умов.

Установлено, що використання моделі Фусса-Вінклера дає добрий збіг з дійсністю при сильностисливих ґрунтах ($E \leq 5$ МПа), лесових посадочних ґрунтах за наявності підстильних скельних порід. Модель загальних пружних деформацій дає кращі результати за достатньо щільних ґрунтів основи та за не дуже великих опорних майданчиках.

Для абсолютно жорстких фундаментів розподіл контактних напружень можна отримати з урахуванням сталості вертикального переміщення будь-якої точки підшви завантаженого фундаменту.

Для фундаменту з підшвою будь-якої форми площею A маємо:

— за межами завантаженої площі $p(\xi, \eta) = 0$;

— у межах підшви

$$\frac{1}{\pi C} \iint_A \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} = W = \text{const}$$

Одночасно повинна виконуватися умова рівноваги:

$$\iint_A p(\xi, \eta) d\xi d\eta = A p_{\text{ср}} = F_v$$

де $p_{\text{ср}}$ – середній тиск.

Розподіл контактних напруг для фундаменту з круглою підшоною радіусу a здійснюється за формулою:

$$p(r) = \frac{p_{cp}}{2\sqrt{1 - (r/a)^2}}$$

де r – відстань від центру підшоши до точки, у якій визначається контактне напруження.

Аналогічно для плоскої задачі для фундаменту шириною підшоши $2a$ отримуємо:

$$p(x) = \frac{2p_{cp}}{\pi\sqrt{1 - (x/a)^2}}$$

Зауважимо, що в середній точці підшоши по осі симетрії $p = 0,5p_{cp}$, для просторової і $p = \frac{2}{\pi}p_{cp} = 0,64p_{cp}$ для плоскої задачі.

Неоретично епюра контактних напружень жорстких фундаментів характеризується нескінченно великими напруженнями по краях підшоши (рис. 4.2, а).

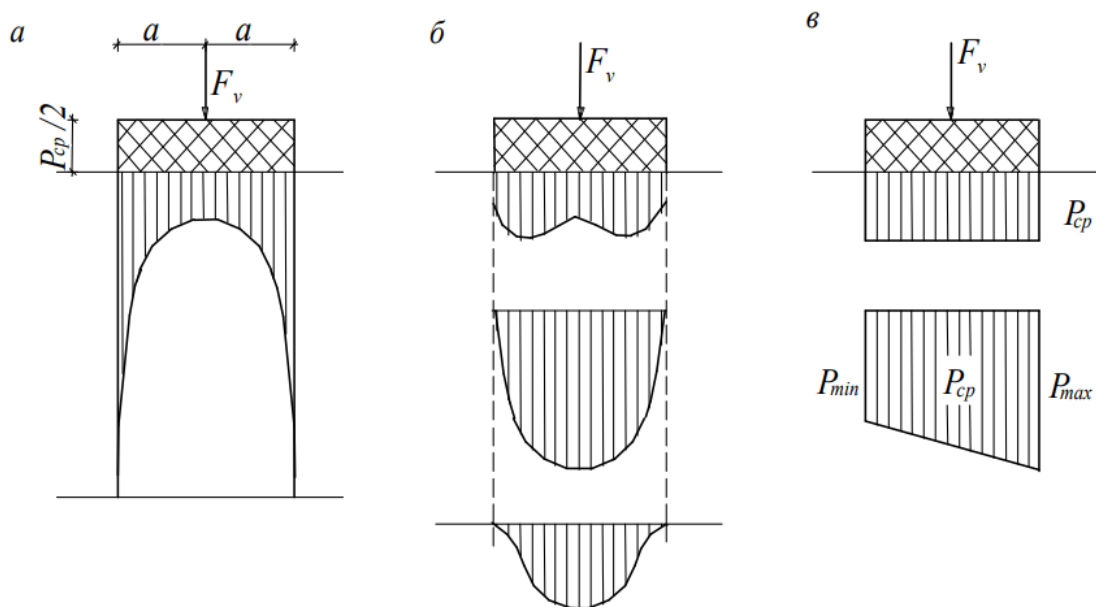


Рисунок 4.2 – Епюри контактних напружень для жорстких фундаментів: а – теоретична по ТЛДС; б – експериментальні; в – розрахункові

Насправді такі напруги не можуть реалізуватися через обмежену міцність ґрунту; у разі її досягнення відбудуться зрушення – пластичні деформації в ґрунті. Контактні напруги за такої умови знизяться і епюра набуде сідлоподібної форми (рис. 4.2, б).

На незв'язних ґрунтах у разі подальшого зростання навантаження епюра може набути параболічної і, навіть, форми подібної до дзвоника. Із огляду на складність епюр контактних напружень, під час розрахунків напруженого стану основ і визначенні загальних розмірів фундаментів використовуються статично еквівалентні прямокутні при центральному і трапецеїдальні при позacentровому навантаженні епюри контактних напружень (рис. 4.2, в).

4.4. Визначення початкового критичного навантаження та розрахункового опору основи

При такому підході розрахунок основ проводять за двома граничними станами:

- по першій групі (по стійкості, за несучою здатністю);
- по другій групі (за деформаціями, по опадам).

До I групи граничних станів відносяться: - втрата стійкості, форми і положення; - крихке і в'язке руйнування; - резонансні коливання; - надмірні деформації пластичності і повзучості.

До II групи граничних станів відносять: стану, що утруднюють нормальну експлуатацію споруд або знижують їх довговічність внаслідок неприпустимих деформацій, тріщин, коливань тощо.

Розрахунок по II групі граничних станів проводиться завжди, а по першій - за певних умов. Суть розрахунку полягає в визначення розрахункового опору R .

При розрахунку основ за деформаціями середній тиск під подошвою фундаменту не повинен перевищувати розрахунковий тиск на основу R (кН/м²), що визначається 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 γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, що приймаються за табл. 4.1 [1];
 $k = 1$ - коефіцієнт, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за ДБН.

Таблиця 4.1 – Додаткові коефіцієнти

Ґрунти	Коефі- цієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд з жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H , рівному	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилуватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилуваті:			
маловологі і вологі	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	1,2
Пилувато-глинисті, а також великоуламкові з пилувато-глинистим заповнювачем з показником текучості або	1,25	1,0	1,1
заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,2	1,0	1,1
Те ж саме, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,1	1,0	1,0
Те ж саме, при $I_L > 0,5$			

M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти, що прийняті за таблицею 4.2; k_z - коефіцієнт, що приймається рівним : при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8$ м); b – ширина подошви фундаменту; γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту (при наявності підземних вод визначається з урахуванням зваженої дії води), кН/м³; γ'_{II} – те ж саме, що залягають вище подошви; c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під

підшовою фундаменту, кПа; d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яка визначається за формулою: $d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}$, де h_s – товщина шару ґрунту вище підшови фундаменту зі сторони підвалу, м; h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м; γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³; d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом шириною $B \leq 20$ м і глибиною більше 2 м приймається $d_b = 2$ м, при ширині підвалу $B > 20$ м – $d_b = 0$).

Таблиця 4.2 – додаткові коефіцієнти

Кут внутріш- нього тертя φ_{II} , град.	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град.	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

5 ДЕФОРМАЦІЯ ҐРУНТІВ І РОЗРАХУНОК ОСІДАНЬ ОСНОВ

5.1. Загальні положення

Під дією навантаження від споруди в ґрунтовій основі розвиваються пружні і пластичні деформації, які обумовлюють вертикальні й горизонтальні переміщення фундаментів, різницю осадок сусідніх фундаментів або крен будівлі (споруди). За значного, і особливо, за нерівномірного розвитку деформацій під спорудою, у конструкціях будівлі (споруди) виникає перерозподіл зусиль. Цей фактор ускладнює нормальну експлуатацію споруди і може призвести до її часткового або повного руйнування.

Для жорстких фундаментів осідання, рівномірне або нерівномірне (крен), – єдина форма деформованого стану основи. Для гнучких фундаментів і складних фундаментних систем нерівномірні осідання можуть призвести до різноманітних форм деформованого стану конструкцій – прогином, вигином, перегином, скручуванням. У будь-якому з цих випадків необхідно визначати осідання всього фундаменту або осідання в окремих його точках. Звідси впливає важливість розрахунків осідань основ.

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.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» вимагає при проектуванні 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.

5.2. Розрахунок фундаментів за деформаціями основ обчислення осідання

Осідання окремо розташованого фундаменту S з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору методом пошарового підсумовування обчислюють за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp.i} - \sigma_{zy.i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy.i}h_i}{E_{e,i}}$$

де β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp.i}$ - середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підошви фундаменту;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, приймають не більше 0,4 ширини фундаменту;

n - кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;

$\sigma_{zy.i}$ - середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підошви, на глибині z від підошви фундаменту;

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження;

$E_{e,i}$ - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності); E_i і $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі.

де α - коефіцієнт, що приймається по табл. Д1 [ДБН В.2.1-10-2009] в залежності від форми підошви фундаменту, відношення сторін прямокутного фундаменту та відносної глибини, що дорівнює $\xi = 2z / b$ при визначенні σ_{zp} , та $\xi = z / b$ при визначенні $\sigma_{zp.c}$.

Додатковий вертикальний тиск на основу

$$P_0 = P_{II} - \sigma_{zg.0}$$

де P_{II} - середній тиск під підошвою фундаменту; $\sigma_{zg.0}$ - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підошви фундаменту.

Вертикальне напруження від власної ваги σ_{zg} на межі шарів ґрунту, що розміщені на глибині z від підошви фундаменту, визначається по формулі

$$\sigma_{zg.i} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

де γ' - питома вага ґрунту, який розміщений вище підошви фундаменту; d_n - товща шару ґрунту який розміщений вище підошви фундаменту; γ_i - розрахункове значення об'ємної ваги і-го шару ґрунту (кН/м³), h_i - товщина і-го шару ґрунту (м).

Нижня межа товщі основи, що стискається (НМСТ) приймається на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ (рис.5.1), в межах якої виконується розрахунок основи за деформацією. Для графічного знаходження НМСТ необхідно побудувати епюри природного σ_{zg} і додаткового σ_{zp} тисків ґрунту.

Відклавши отримані значення додаткового та природного напруження ліворуч від осі z в зручному масштабі і з'єднавши ці точки прямими, отримаємо епюру додаткового та природного тиску ґрунту.

Для швидкого визначення величин осідань фундаментів, а також при варіантному проектуванні з метою вибору оптимальної конструкції фундаменту допускається користуватися формулою, яка базується на рішеннях лінійно-деформованого півпростору (при нижній межі стисливої

товщі на глибині, де величина додаткових напружень стиску становить $0,1p$) і не потребує додаткових допоміжних таблиць і графічних побудов

$$S = 1,44 \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{(p - \sigma_{zg.0})b}{E_c}$$

Для багат шарових основ величину осередненого модуля деформації E_c в межах стислої товщі H_c обчислюють за формулою

$$E_c = \frac{\sum_1^n E_i h_i z_i}{0,5 H_c^2}$$

де E_i - модуль деформації i -го шару основи; z_i - відстань від середини i -го шару до нижньої межі стислої товщі основи H_c ;

H_c - глибина стислої товщі, яку обчислюють за формулою

$$H_c = kb$$

де k - коефіцієнт, що приймають за таблицею

Таблиця 5.1 – Коефіцієнт k

$\eta = l/b$	Круглий фундамент	1,0	1,2	1,4	1,8	2,0	2,4	3,2	5,0	6,0 і більше
k	1,8	2,0	2,2	2,4	2,8	3,0	3,4	3,8	4,3	6,0

5.3. Розрахунок крену фундаментів

Крен фундаменту i за умови дії на нього позацентрового навантаження обчислюють за формулою

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} k_e \frac{Ne}{(\frac{a}{2})^3}$$

де E і ν - відповідно модуль деформації і коефіцієнт поперечної деформації ґрунту основи; значення ν приймають згідно з ДСТУ Б.В.2.1-4. У випадку неоднорідної основи величини E і ν приймають середніми в межах стислої товщі; k_e - коефіцієнт, що приймають за таблицею 5.2; N - вертикальна складова рівнодіючої всіх навантажень на фундамент у рівні

його підшви; e - ексцентриситет; a - діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, в напрямку якої діє момент; для фундаменту з підшвою у формі правильного багатокутника площею A приймають

$$a = 2\sqrt{A/\pi}$$

Таблиця 5.2 – Коефіцієнт k_e

Форма фундаменту і напрям дії моменту	Коефіцієнт k_e при $\eta = l/b$						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Прямокутний з моментом уздовж більшої сторони	0,5	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,0
Прямокутний з моментом уздовж меншої сторони	0,5	0,43	0,36	0,28	0,2	0,12	0,07
Круглий	0,75						

Питання для самоперевірки

1. Як визначається глибина закладення підшви фундаменту підземної споруди мілкого закладення?
2. Які умови необхідно дотримувати при визначенні тисків під підшвою центрально-стиснутих і позacentрово-стиснутих фундаментів?
3. Як визначаються осідання основ підземних споруд методом пошарового підсумовування?
4. Як виконується послідовність розрахунку визначення кренів фундаментів?
5. У яких випадках необхідно перевірити тиск під підшвою фундаментів по слабкому підстилаючому шарі?
6. Що таке контактний тиск і для чого необхідно його знати?
7. Якими теоріями виконуються способи розрахунку контактних тисків під підшвою жорстких фундаментів?
8. Які існують гіпотези й моделі для визначення контактних тисків під гнучкими фундаментами?

6 СТІЙКІСТЬ УКОСІВ І ТИСК ҐРУНТІВ НА ОГОРОДЖЕННЯ ТА ПІДПІРНІ СТІНИ

6.1. Значення питання та загальні положення

Укоси утворюються при відсіпанні різних насипів (дороги, дамби, греблі), а також при влаштуванні виїмок (канави, траншеї, котловани, канали, кар'єри) або в час перепрофілювання територій. Природний укіс, що обмежує масив ґрунту природного складання, називається схилом. Для характеристики укосу використовують такі терміни: *підоснова укосу* (рис. 6.1, точка А), *брівка укосу* (рис. 6.1, точка С), – *висота укосу* Н, *закладання* – В. Крутість укосу характеризується кутом нахилу α або його тангенсом $tga = H/B$. На практиці частіше використовують завдання укосу у вигляді $m:1$, де $m = B/H$ (наприклад, за $m=1$ маємо $\alpha = 45^\circ$, за $m=2$ $\alpha = \frac{\pi}{2}$, тобто вертикальний укіс або уступ).

Укіс – це елемент штучної споруди з ґрунту, що постійно зустрічається в інженерній практиці. Втрата стійкості з обваленням укосу або його частини може призвести до катастроф з тяжкими наслідками, особливо для високих дорожніх насипів, гребель, глибоких кар'єрів.

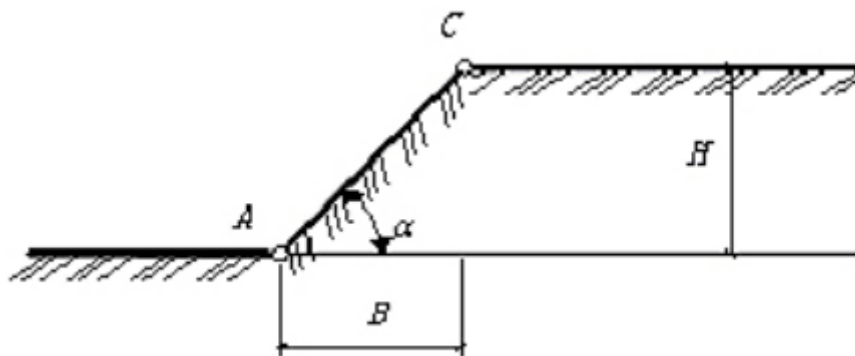


Рисунок 6.1 – Елементи укосу

Закономірності формування схилів і процеси схилів вивчають в інженерній геології. Укоси штучних ґрунтових споруд перебувають під

впливом різних природних і техногенних дій. Зважаючи на це, проектування укосів з кількісною оцінкою їх стійкості методами механіки ґрунтів повинен передувати детальний аналіз інженерно-геологічних умов. Тільки на його підставі можна обґрунтувати адекватні розрахункові схеми та методи розрахунку, вибрати розрахункові показники механічних властивостей ґрунтів, а за необхідності рекомендувати оптимальні заходи підвищення стійкості.

Можна виділити два підходи до рішення завдань стійкості укосів:

- детальний аналіз напружено-деформованого стану укосу та його зміни в часі аж до граничного стану;
- розгляд напруженого стану укосу в граничному стані з прийняттям найбільш вірогідної схеми його руйнування.

Перший, загальніший підхід, використовується в особливо складних і відповідальних ситуаціях, наприклад, під час проектування високих гребель у гідротехніці. Він вимагає застосування складних моделей ґрунту, трудомістких обчислень, а також дуже ретельного визначення механічних характеристик ґрунтів, зокрема реологічних.

У проектній практиці промислового та цивільного будівництва зазвичай використовують другий підхід, що іноді має назву «граничний аналіз». Це пов'язано з тим, що він проводиться методами теорії граничного напруженого стану (граничної рівноваги), розрізняючись лише відносно міри гіпотез або спрощень, що приймаються. Відомо багато способів, які реалізують другий підхід. Їх можна розділити на такі три групи.

1. Методи, які засновані на спрощених розрахункових схемах із прийняттям плоских поверхонь (площин) ковзання.

2. Методи, що розглядають можливість руйнування укосів із зміщенням ґрунту по деяких криволінійних поверхнях ковзання. Форма їх набувається заздалегідь (метод відсіків), а також виявляється в ході розв'язування (варіаційні методи).

3. Методи, засновані на розв'язанні системи рівнянь теорії граничної рівноваги з побудовою сітки ліній ковзання в масиві ґрунту, що утворює укiс. Кiлькiсно ступiнь стiйкостi укусу зазвичай характеризується коефiцiєнтом стiйкостi або надiйностi, що визначається вiдношенням:

$$K_{cm} = \Phi_{утр} / \Phi_{руйн} \quad (6.1)$$

де $\Phi_{утр}$ – чинник, що враховує дiю усiх сил, що забезпечують стiйкiсть;
 $\Phi_{руйн}$ – теж, що викликають обвалення укусу.

Суть чинникiв – сили або моменти сил – залежить вiд форми вiрогiдного обвалення укусу й, отже, вiд прийнятої розрахункової схеми.

Пiд час проектування укусiв можуть ставитися та розв'язуватися завдання двох типiв:

1. Для даного, тобто прийнятого, призначеного або iснуючого контура укусу визначити коефiцiєнт стiйкостi. Зрозумiло, за визначенням (6.1) за $K_{cm} > 1$ - укiс стiйкий, за $K_{cm} < 1$ – нестiйкий, за $K_{cm} = 1$ наявна гранична рiвновага.

2. Задавшись значенням K_{cm} , знайти вiдповiдний йому контур укусу. Пiдставою для призначення коефiцiєнта стiйкостi можуть бути нормативнi рекомендацiї (зазвичай $K_{cm} = 1,2 \dots 1,5$), а також спецiальнi передпроектнi дослiдження. Далi розглянемо тiльки найбільш простi, але часто використовуванi методи розрахунку стiйкостi укусiв для умов плоского завдання.

6.2. Стiйкiсть укусiв за плоских поверхнiв ковзання

6.2.1 Укiс в iдеально сипкому ґрунті ($\varphi \neq 0, c = 0$)

Розглянемо граничну рiвновагу, що передує зрушенню частини масиву ґрунту ABC вниз по площинi AC (рис. 6.2). Для такої схеми руйнування маємо:

$$\Phi_{руйн} = T_{зсув} = Q \sin \theta$$

(6.2)

$$\Phi_{yup} = T_{yup} = N \operatorname{tg} \varphi = Q \cos \theta \operatorname{tg} \varphi$$

де Q – вага масиву ABC.

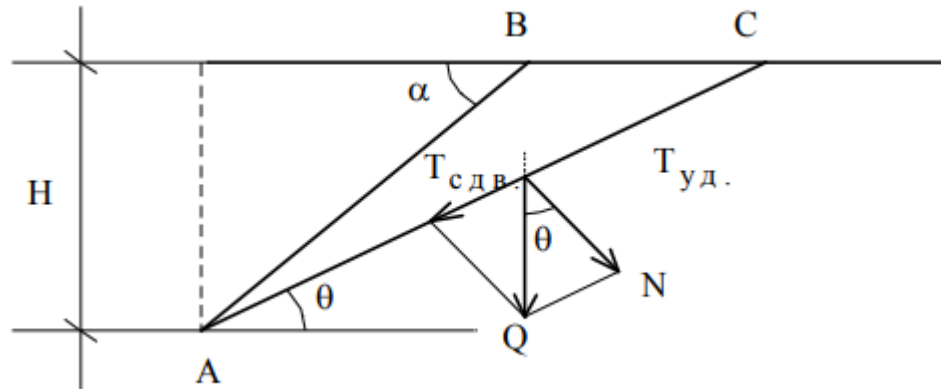


Рисунок 6.2 – Схема розрахунку стійкості укосу з незв’язного ґрунту

У граничній рівновазі $T_{зсுவ} = T_{yup}$, звідки $\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \theta$ та $\varphi = \theta$. Оскільки максимальне значення $\theta_{max} = \alpha$, та умова граничної рівноваги для укосу з сипкого ґрунту можна записати у вигляді:

$$\theta_{max} = \alpha = \varphi \quad (6.3)$$

Якщо , $\alpha > \varphi$ частина укосу зісковзне, і він стане пологішим відповідно до (6.3). Звідси виникає поняття «кут природного укосу», тобто кут, що утворюється будь-яким сипким матеріалом (пісок, гравій, зерно, борошно та ін.) при його вільному відсипанні на горизонтальну поверхню. За значенням (6.1) отримуємо:

$$K_{cm} = \frac{T_{yup}}{T_{зсுவ}} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (6.4)$$

Якщо потрібно визначити кут нахилу укосу, що гарантує його стійкість із заданим коефіцієнтом K_{cm}^H . З (6.4), отримуємо:

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi}{K_{cm}^H} \right).$$

Можна помітити, що висота укосу в цьому випадку не є впливаючим параметром.

6.2.2 Грунт, що має тільки зчеплення

Для зв'язних ґрунтів, що мають зчеплення, наприклад, для глинистих, поняття про кут природного укосу втрачає сенс, оскільки кут укосу багато в чому залежить від вологості ґрунту. Із збільшенням вологості кут укосу глинистих ґрунтів зменшуватиметься, наближаючись для текучого стану до нуля. Вплив вологості на кут укосу зв'язних ґрунтів можна пояснити зменшенням сил зчеплення у разі збільшення вологості ґрунту, оскільки тертя для цих ґрунтів має мізерну величину. З іншого боку, у зв'язному ґрунті за певних умов укіс може триматися вертикально. Розглянемо умову рівноваги масиву зв'язного ґрунту, обмеженого вертикальним укосом (рис. 6.3), який має тільки зчеплення, у припущенні, що поверхня ковзання плоска. Проведемо під довільним кутом ω можливу поверхню ковзання ac .

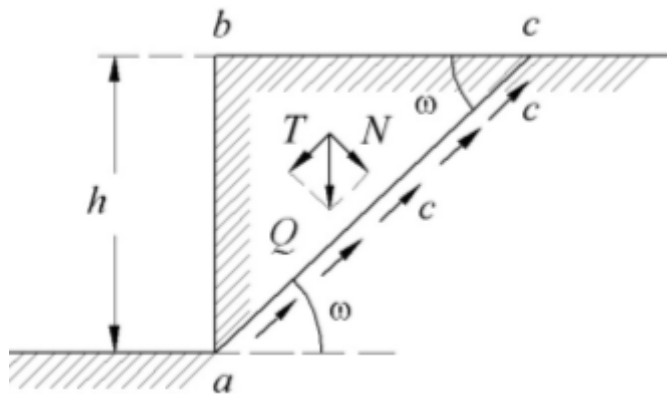


Рисунок 6.3 – Схема сил, діючих на вертикальний укіс зв'язного ґрунту

Складемо рівняння рівноваги сил, діючих на призму abc , що зсувається. Діючою силою буде Q вага призми abc :

$$Q = \gamma \frac{hbc}{2} = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \omega$$

Силами опору будуть сили зчеплення C , які рівномірно розподілені по площині ковзання $ac = \frac{h}{\sin \omega}$. Складемо умову рівноваги усіх сил, діючих на

призму abc , для чого візьмемо суму усіх проекцій сил на напрям ac і прирівняємо її до нуля.

Знаходимо:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \omega \sin \omega - c \frac{h}{\sin \omega} = 0$$

чи:

$$\frac{\gamma h}{2} \cos \omega - \frac{c}{\sin \omega} = 0$$

звідки:

$$c = \frac{\gamma h}{4} \sin 2\omega$$

Визначимо значення висоти h_{90} , що відповідає максимальному використанню сил зчеплення ґрунту, тобто висоти, за якої не станеться зсуву призми abc . Зрозуміло, що це буде за $\sin 2\omega = 1$, тобто коли площина ковзання складатиме за горизонтальної поверхні масиву кут 45° із горизонтом.

Таким чином отримуємо:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma}$$

Величина h_{90} , тобто висота, за якої укiс зв'язного ґрунту тримається вертикально, називається **критичною висотою** масиву. За більшої висоти станеться сповзання масиву ґрунту.

Величина h_{90} , відповідає максимально можливій висоті вертикального укосу. Для визначення цієї величини необхідно брати деяку частину від усього зчеплення, тобто вводити коефіцієнт запасу, який зазвичай приймають від 1,2 до 2,0.

Таким чином, у зв'язному ґрунті до певної висоти, залежної від щільності та сил зчеплення ґрунту, укiс може триматися вертикально.

6.2.3 Урахування фільтраційних сил

Якщо рівень підземних вод у масиві ґрунту розташований вище за підшову укосу, виникне фільтраційний потік, що виходить на нижній частині поверхні укосу. Розвинутий гідродинамічний тиск збільшить зрушувальну силу та стійкість укосу знизиться. Вважаючи, що крива депресії виходить на укіс по дотичній до його поверхні, гідравлічний градієнт у точці виходу потоку можна прийняти $i = \sin \alpha$ (рис. 6.4, а).

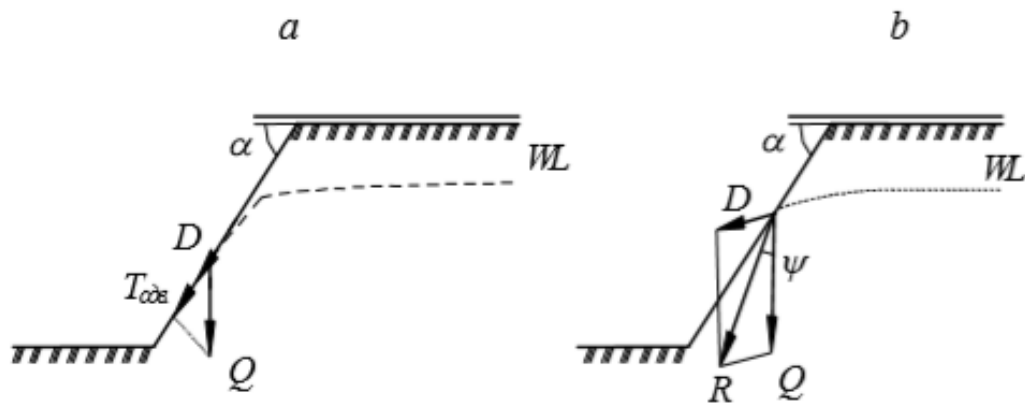


Рисунок 6.4 – Схеми розрахунку стійкості укосу за дії фільтраційного потоку

Тоді гідродинамічний тиск на одиницю об'єму ґрунту дорівнює

$D_1 = \gamma_w n \sin \alpha$, де γ_w – питома вага води.

Відповідно зрушувальна сила для об'єму ґрунту $V = Q/\gamma_{зв}$ дорівнює:

$$D = D_1 V = \frac{Q \gamma_w}{\gamma_{зв}} n \sin \alpha$$

де $\gamma_{зв}$ – питома вага ґрунту з урахуванням зважуваної дії води.

Тоді загальне зрушувальне навантаження:

$$\sum T_{зсуб_в} = T_{зсуб_в} + D = Q \sin \alpha + \frac{Q \gamma_w}{\gamma_{зв}} n \sin \alpha$$

Враховуючи, що $\gamma_w/\gamma_{зв} \approx 1$ отримуємо:

$$k_{\text{ст}} = \frac{\sum T_{\text{зсув}}}{T_{\text{ут}}} = \frac{tg\varphi}{(1+n)tg\alpha}$$

тобто коефіцієнт стійкості зменшується.

Якщо дотична до розрахованої депресивної кривої не співпадає з поверхнею укосу, то графічно можна визначити кут відхилення ψ рівнодійній R від вертикалі (рис. 6.4, б).

Тоді граничний стійкий кут нахилу укосу визначається з умови:

$$tg\alpha = tg(\varphi - \psi)$$

Таким чином, для забезпечення стійкості укис необхідно прийняти пологішим.

6.3. Умови застосування різних методів розрахунку укосів і схилів

Викладене вище показує, що основними в методах розрахунку стійкості укосів є:

- 1) прийняття найбільш вірогідної форми руйнування укосу та відповідної поверхні ковзання;
- 2) урахування по ній дійсних для граничної ситуації, що приймається, міцнісних характеристик ґрунтів.

Складність першої умови й відповідного завдання полягає в тому, що найчастіше її доводиться вирішувати без детального аналізу напружено-деформованого стану укосу та його зміни в часі. Це завдання прогнозу і його успіх визначається правильною оцінкою вірогідних змін умов існування укосу протягом тривалого періоду та виникаючих при цьому небезпек.

Причини втрати стійкості різноманітні.

Основними з них є:

- підрізування схилу, що вже знаходиться в близькому до граничного стані;
- влаштування надмірно крутого схилу;

- збільшення зовнішнього навантаження на укiс через зведення споруд, складування матеріалів на укосі або поблизу його бровки;
- зміна питомої ваги ґрунтів – збільшення при додатковому зволоженні або, навпаки, зниження через зважуючу дію води;
- помилки у разі призначення розрахункових характеристик міцності ґрунтів;
- зниження опору ґрунтів зрушенню за рахунок перезволоження або інших причин;
- прояв гідродинамічного тиску фільтруючої води, розвиток суфорозійних явищ;
- динамічні впливи (вібрації, струси, удари) у разі руху транспорту, забивні палі тощо.;
- сейсмічні впливи.

Часто порушення стійкості є результатом декількох причин, тобто пов'язано з взаємодією низки чинників. Їх прогноз можливий тільки на підставі ретельного аналізу усього комплексу інженерно–геологічних умов.

Складне становище також залежить від розв'язання другої задачі – призначення розрахункових значень міцнісних характеристик. Часто ґрунт навіть у зовні однорідному шарі має міцнісну анізотропію, тобто неоднаковість показників міцності за різними напрямками. Для таких умов зрозуміло, що результати випробувань у звичайному зрізному приладі зразків, відібраних уздовж лінії ковзання, вирізаних із монолітів по висоті зверху вниз, будуть спотворені впливом анізотропії (рис. 6.5). У той же час під час інженерно-геологічних досліджень положення поверхні ковзання заздалегідь невідоме. Цей, а також інші чинники повинні враховуватися під час вибору розрахункових міцнісних характеристик.

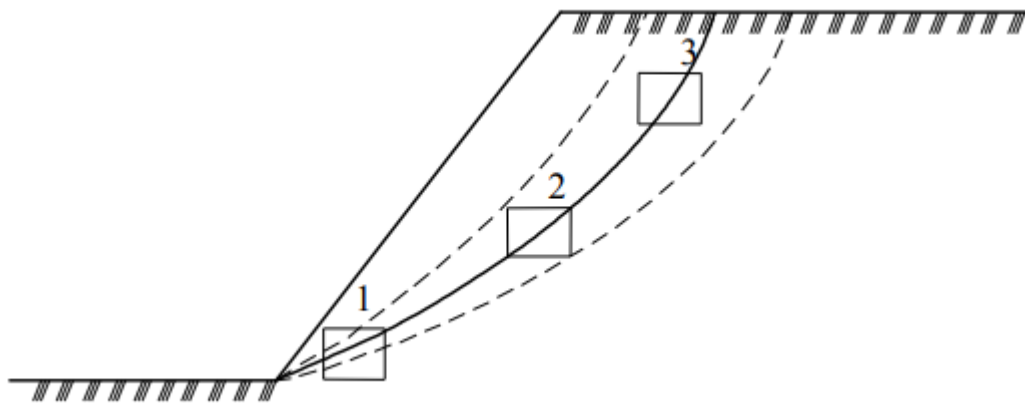


Рисунок 6.5 - Вплив анізотропії ґрунту на опір зрушенню

Велике значення має використання розглянутих вище методів розрахунку для кількісної оцінки впливу різних чинників на коефіцієнт стійкості. Нейтралізація небезпечних чинників досягається спеціальними заходами щодо підвищення стійкості. Найбільш ефективне виположування укосів (схилів) або створення горизонтальних майданчиків (берм) за їхньою висотою. Проте це пов'язано із збільшенням об'єму земляних робіт, а також може виявитися неприпустимим за умовами планування території.

Ефективними можуть бути закріплення поверхні укосу обдернуванням, брукуванням, укладанням бетонних або залізобетонних плит. Можливі привантаження підосви в низовій частині укосу або влаштування підпірної стінки, що підтримує укіс.

Важливим заходом є регулювання гідрогеологічного режиму укосу або схилу. Із цією метою стік поверхневих вод перехоплюють нагірними канавами; вода відводиться також із берм. Підземні води, що виходять на поверхню укосу, перехоплюються дренажними пристроями з подальшим відведенням їх у спеціальні зливостічні мережі.

За необхідності проводяться складні конструктивні заходи. Наприклад, застосовується прорізання потенційно нестійкого масиву ґрунтів системою паль, вертикальних шахт і горизонтальних штолень, що заповнюються бетоном і заглиблених в підстилаючі нерухомі частини масиву.

Використовуються також армування й анкерне кріплення нестійких об'ємів ґрунту, часто у поєднанні з підпірними стінками або свайними конструкціями.

6.4. Тиск ґрунтів на захисні конструкції

Захисні конструкції призначені для утримання від обвалення масиву ґрунту, що знаходиться за ними.

Типовим прикладом такої конструкції є підпірна стінка, різновиди її часто зустрічаються в усіх галузях будівництва.

Розрізняють: гравітаційні та шпунтові підпірні стінки.

Гравітаційні, зі свого боку, можна розділити на масивні, стійкість яких забезпечується їхньою власною вагою, і тонкоелементні, коли до спільної роботи залучається також утримуваний масив ґрунту (рис. 6.6, а, б).

Стійкість шпунтових стінок забезпечується заглибленням нижньої їх частини в основу й кріпленням вгорі розпірками або анкерами (рис. 6.6, в). Такі конструкції часто використовуються як тимчасові обгородження котлованів, але можуть бути й постійними спорудами в гідротехнічному портовому будівництві причалів, набережних і т. п.

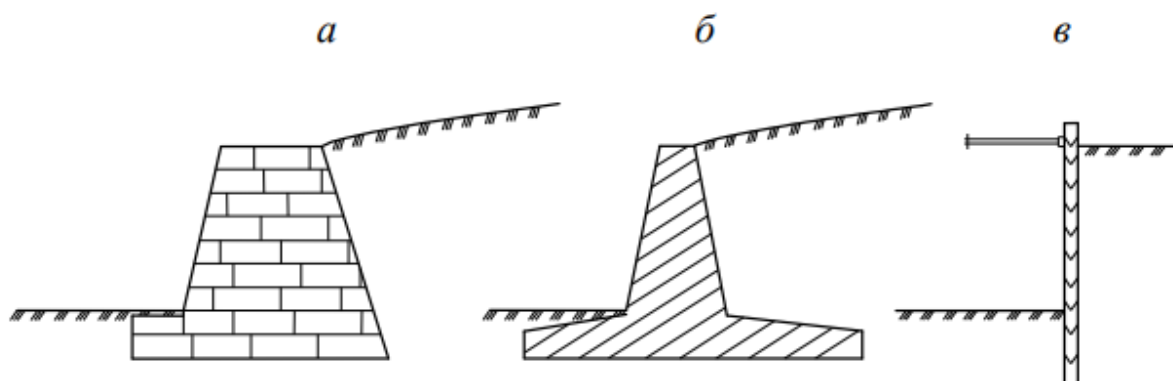


Рисунок 6.6 - Типи підпірних стінок: а – масивна; б – тонкоелементна; в – шпунтова

До захисних конструкцій належать також стіни підвалів, заглиблених частин будівель і підземних споруд.

За умовами роботи захисні конструкції поділяють на: жорсткі та гнучкі. До жорстких належать конструкції, власні деформації яких у процесі роботи настільки малі, що не впливають на характер тиску ґрунту. Прикладом можуть бути масивні підпірні стінки. У них під навантаженням не виникає розтягувальне напруження, тому вони можуть виготовлятися з бетону або кам'яної кладки.

Гнучкі конструкції взаємодіють із ґрунтом складнішим чином, згинаючись і змінюючи характер тиску ґрунту. Їх виготовляють із залізобетону, а шпунтові стінки – із дерев'яних або сталевих шпунтових паль.

Експерименти та спостереження над реальними конструкціями показали, що тиск ґрунту на стінку залежить від напрямку, характеру (зрушення, поворот) і величини можливого зміщення стінки.

Якщо відбувається зміщення стінки від ґрунту, тоді за деякого його значення сформується об'єм ґрунту, що зміщується услід за стінкою відносно підстилаючого нерухомого ґрунту (рис. 6.7, а). Зміщений об'єм називається призмою обвалення, а роздільна поверхня – поверхнею ковзання або обвалення.

Тиск, що передається призмою обвалення на грань стінки, називається активним або розпором. Його рівнодійну позначимо E_a . Якщо під дією яких-небудь сил стінка насувається на ґрунт, у засипці також утворюється поверхня ковзання і при достатньому переміщенні стінки U р формується призма випинання ґрунту (рис. 6.7, б).

Відповідно максимальна величина реакції ґрунту, що виникає, називається пасивним тиском E_p .

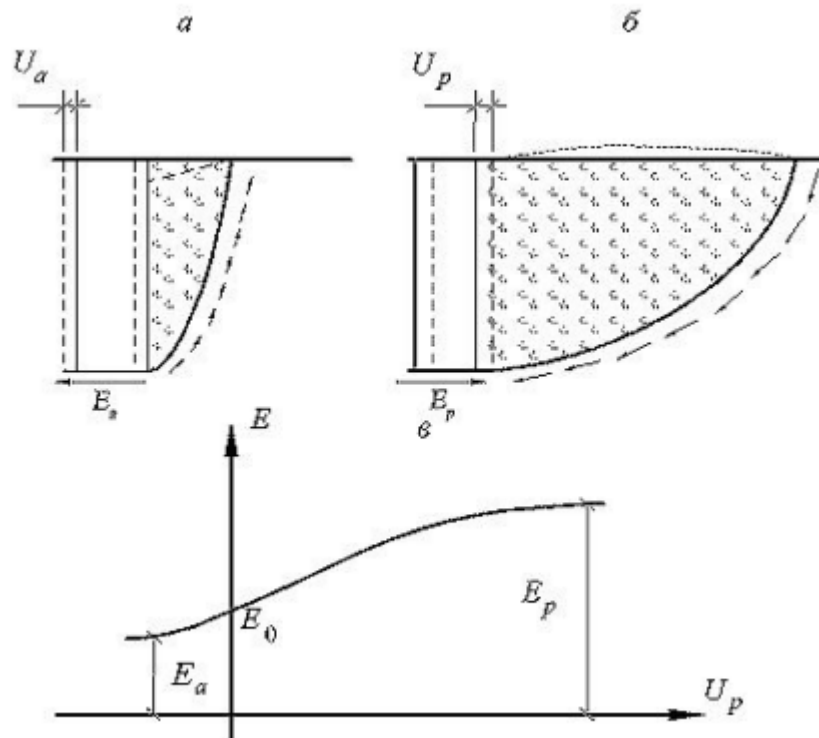


Рисунок 6.7 - Види тиску ґрунту: а – активний; б – пасивний; в– графік залежності тиску від зміщення стінки

Досліди показують, що формування призми обвалення й активного тиску відбувається при дуже невеликих зміщеннях стінки (близько 10-3 її висоти). Навпаки, формування призми випинання та пасивного тиску здійснюється при значно великих переміщеннях стінки (рис. 6.7, в). Визначення активного та пасивного тисків, як і розрахунок стійкості укосів, проводяться методами теорії граничної рівноваги. Використовуються або чіткі розв'язання на підставі розгляду системи рівнянь без залучення яких-небудь спрощувальних гіпотез, або так звані інженерні розв'язання з такими спрощеннями. Останні іноді об'єднують загальною назвою «Теорія Кулона», оскільки він уперше розглянув завдання про тиск ґрунту на підпірну стінку (1773 р.).

РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

7 ФУНДАМЕНТИ, ЩО ЗНАХОДЯТЬСЯ У ВІДКРИТИХ КОТЛОВАНАХ

7.1. Основні положення із проектування фундаментів

Важливою складовою проектування фундаментів є розрахунок основи. У практиці проектування фундаментів необхідно обов'язково враховувати їхню спільну роботу, розглядаючи фундамент та основу як єдину систему. Розрахунку фундаментів передують комплексні дослідження ґрунтів основи з метою визначення розрахункового опору ґрунту, яке повинно перевищувати тиск, що передається на основу ($P_{cp} \geq R$), як обов'язкова умова забезпечення нормальної роботи його під навантаженням, а деформації ґрунтів, що складають основу, не повинні перевищувати допустимих меж. Дисперсний ґрунт, використовуваний як основа для фундаментів будівель і споруд, є складним середовищем. Достатньо згадати про те, що для повноцінної будівельної оцінки ґрунту основи в процесі досліджень необхідно отримати до десяти і більше показників, у той час як під час проектування елементів будинків із конструкційних матеріалів кількість цих показників у кілька разів менша. Проектування фундаментів проводиться згідно з діючими будівельними нормами, керуючись якими, виконують розрахунки основ за деформаціями та несучою здатністю, зокрема під час зведення будівельних об'єктів у складних інженерно-геологічних умовах. Проектування зводиться до визначення глибини закладання фундаментів, їхніх геометричних розмірів, а також величини осідання у зв'язку з деформацією ґрунтів під навантаженням. У разі дії значних горизонтальних навантажень на фундаменти виконують також розрахунки, пов'язані із забезпеченням міцності й стійкості основ. У ґрунтових масивах із часом можуть змінюватися значення фізичних і механічних характеристик ґрунтів,

наприклад, у випадку підйому рівня підземних вод. Ці процеси також необхідно враховувати під час проектування основ і фундаментів.

Одним із головних етапів проектування основ є визначення категорії складності інженерно-геологічних умов на майданчику будівництва.

7.2. Класифікація інженерно-геологічних умов

Залежно від геоморфологічних, геологічних та гідрогеологічних факторів розрізняють три категорії складності інженерно-геологічних умов. Майданчики першої (простої) категорії складності розташовуються у межах одного геоморфологічного елементу; поверхня ділянки горизонтальна, не розчленована; ґрунтові шари залягають горизонтально або слабо нахилено, їхня товщина витримана по простяганню; підземні води відсутні або є витриманий горизонт з однорідним хімічним складом.

Будівельні майданчики другої (середньої) категорії складності охоплюють кілька геоморфологічних елементів одного генезису; поверхня похила, слабо розчленована; у сфері взаємодії будівель і споруд із геологічним середовищем розташовується не більше чотирьох різних за літологією шарів, що залягають похило або з виклинюванням, потужність шарів змінюється по простяганню закономірно; підземні води мають два або більше витриманих горизонтів із неоднорідним хімічним складом або мають напір.

Майданчики третьої категорії характеризуються складними інженерно-геологічними умовами: наявністю кількох геоморфологічних елементів різного генезису, поверхня сильно розчленована; у межах стислої товщі розташовується більше чотирьох різних за літологією шарів, потужність яких змінюється по простяганню, можливо лінзовидне залягання шарів; горизонти підземних вод не витримані по простяганню і потужності, мають неоднорідний хімічний склад, місцями можливо складне чергування

водоносних і водотривких порід, напори підземних вод змінюються по простяганню. Крім того, до майданчиків третьої категорії складності зараховують також будівельні майданчики в умовах залягання структурно-нестійких ґрунтів (просідаючих, набухаючих).

7.3. Інженерно-геологічні умови ґрунтової товщі

У ході інженерних вишукувань ґрунтову товщу прийнято поділяти на інженерно-геологічні елементи, які становлять генетично однорідні геологічні різновиди (верстви, прошарки, лінзи), для яких основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів можуть бути прийняті усередненими як в плані, так і по глибині розташування.

Межі між інженерно-геологічними елементами попередньо встановлюють за зовнішніми ознаками (склад, колір, текстурні особливості, рівень підземних вод) у процесі буріння. Потім на підставі аналізу показників фізичних властивостей уточнюють межі інженерно-геологічних елементів. Крім того, можуть використовуватися дані зондування та геофізичні методи.

У ході аналізу просторової мінливості властивостей ґрунтів використовують фізичні показники, тісно пов'язані з механічними параметрами ґрунту: для пісків – зерновий склад і коефіцієнт пористості; для пилувато-глинистих ґрунтів – число пластичності, показник плинності, коефіцієнт пористості, вологість. На основі шести і більше визначень можна дійти висновку про мінливості механічних параметрів ґрунту.

Оцінку просторової мінливості шарів ґрунту здійснюють візуально, графічно або в результаті статистичного аналізу. У процесі проектування можливе коригування зміни параметрів ґрунтової товщі. Так, якщо фундаменти закладають нижче глибини промерзання ґрунту, то шари, що залягають вище глибини промерзання, об'єднують в один інженерно-геологічний елемент. Якщо проектувана споруда сприймає значні

горизонтальні впливи, то тонкий слабкий глинистий прошарок, укладений між шарами інших ґрунтів, виділяють в окремий інженерно-геологічний елемент, оскільки можливий зсув споруди по слабкому прошарку.

Отже, у розрахунках несучої здатності дані щодо міцнісних характеристик прошарків необхідні. З іншого боку, якщо вплив такого прошарку на осідання споруди несуттєвий, то в розрахунках за деформаціями не обов'язково виділяти прошарок в окремий інженерно-геологічний елемент.

Наскільки рівномірна товщина інженерно-геологічних елементів, що складають ґрунтову товщу, наочно показують інженерно-геологічні розрізи. Для кожного виділеного інженерно-геологічного елемента визначають нормативні та обчислюють розрахункові характеристики фізико-механічних властивостей ґрунтів.

7.4. Оцінка ступеня впливу підземних вод на будівельні властивості ґрунтів

Аналіз підземних вод, що здійснюється в ході інженерних вишукувань, дозволяє одержати дані, необхідні під час проектування фундаментів: рівень підземних вод у період будівництва; прогноз зміни їхнього рівня у процесі експлуатації будівлі; хімічна агресивність води щодо матеріалу фундаменту. Рівень підземних вод під час зведення будівлі істотно впливає на глибину закладення і тип проектного фундаменту. У разі заглиблення підосви фундаменту нижче рівня напірних підземних вод необхідно враховувати їхній тиск, а також передбачати заходи, що попереджають прорив підземних вод у котлован, спучування його дна і спливання споруди.

Найбільшу складність становить аналіз можливого підтоплення території або зниження рівня підземних вод у процесі експлуатації будівлі (так звані техногенні зміни рівня підземних вод). Прогноз вірогідних змін рівня підземних вод проводять для споруд I і II класів на строк відповідно 25

та 15 років. Якісну оцінку потенційної підтопленості території виконують методом аналогії, порівнюючи умови забудовуваного майданчику з даними щодо конкретних підтоплених ділянок (еталонам) із подібними інженерно-геологічними особливостями проектованої будівлі.

Для особливо відповідальних будівель можливий також кількісний прогноз зміни рівня підземних вод, що виконується на основі спеціальних досліджень із використанням методів математичного й фізичного моделювання.

Можливе обводнення території обумовлює необхідність проведення спеціальних заходів у зв'язку з очікуваним зниженням несучої здатності ґрунтів, нерівномірними осадами або осіданнями. З іншого боку, зниження рівня води викликає додаткове осідання фундаменту завдяки зняттю вагової дії води і відповідного зростання напружень від власної ваги ґрунту.

За хімічної агресивності підземних вод або промислових стоків необхідний антикорозійний захист матеріалу фундаменту.

7.5. Визначення мінімально можливої глибини закладання фундаментів

Глибина закладення фундаментів є одним з основних факторів, що забезпечують несучу здатність основи й величину гранично припустимих деформацій і повинна визначатися з урахуванням:

- а) призначення й конструктивними особливостями будинків і споруд (наявність підвалів, комунікацій, фундаментів під устаткування, тощо);
- б) величини й характеру навантажень на основу;
- в) глибини закладення фундаментів примикаючих будинків і споруд;
- г) геологічних і гідрогеологічних умов площадки будівництва;
- д) сезонного промерзання й відтавання ґрунтів, тощо;
- є) міцності ґрунтів основ.

Глибина закладення фундаментів обчислюється від поверхні планування підлоги підвалу до підшови фундаменту.

При наявності бетонної підготовки під фундаментом глибина закладення, як правило, приймається до її низу.

Мінімальну глибину закладення фундаментів у всіх ґрунтах, крім скельних, рекомендується приймати не менш 0,5м, рахуючи від поверхні планування. Необхідно заглиблювати підшову фундаменту в несучий шар ґрунту на 10-50 см. Не слід залишати під підшовою фундаменту шар ґрунту малої товщини, якщо будівельні властивості ґрунту цього шару гірше властивостей підстильного шару. При проектуванні варто враховувати глибину сезонного промерзання ґрунтів, що здимаються при проморожуванні збільшуються в обсязі, а після відтавання дають значні осадки.

До таких ґрунтів належать піски дрібні й пилюваті, а також глинисті й великоуламкові ґрунти із глинистим заповнювачем, розташовані поблизу рівня ґрунтових вод.

Виключення можливості промерзання ґрунту, що здимається під підшовою фундаментів, забезпечуються:

у період експлуатації — відповідною глибиною їхнього закладення, залежно від виду й стану ґрунтів, глибини розташування ґрунтових вод, нормативної глибини сезонного промерзання, теплового режиму будинку й ін.;

у період будівництва — захисними заходами.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту d_{fn} , м, при відсутності даних багаторічних спостережень слід визначати на основі теплотехнічних розрахунків. Для районів, де глибина промерзання не перевищує 2,5 м, її нормативне значення допускається визначати за формулою:

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

де - M_t - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зиму в даному районі, приймається за ДБН із будівельної кліматології та геофізики; d_0 - величина, що приймається рівною, м: для суглинків і глин – 0,23; супісків, пісків мілких та пілуватих – 0,28; пісків гравелистих, крупних та середньої крупності – 0,3.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту d_f , м, визначається за формулою:

$$d_f = k_n d_{fn},$$

k_n - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди який приймається відповідно до ДБН В.2.1-10-2009.

Таблиця 7.1. Глибина закладення фундаменту

Вид ґрунтів і консистенція глинистих ґрунтів під подошвою фундаменту		Глибина закладення й залежності від глибини розташування рівня ґрунтових вод H_B , м, при	
		$H_B \leq H + 2$	$H_B > H + 2$
1. Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски водонасичені, великі й середньої крупності.		Не залежить від розрахункової глибини промерзання ґрунту H	
2. Піски дрібні й пілуваті			
	3. Супіски з консистенцією а) $J_L < 0$		
	б) $J_L \geq 0$	Не менше H	
	4. Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти із глинистим заповнювачем, при консистенції глинистого ґрунту або заповнювача: а) $J_L \geq 0,25$		
	б) $J_L < 0,25$		Не менше $0,5 H$

У результаті загальної оцінки різних умов закладення фундаментів установлюється мінімальна глибина закладення, що і приймається як вихідна для проектування.

У випадку, коли глибину закладення фундаментів допускається приймати незалежно від розрахункової глибини промерзання, ґрунти, що відповідають цим випадкам, повинні залягати до глибини не менше (нормативної глибини закладення). Глибина закладання залежно від глибини розташування рівня ґрунтових вод H_g визначається по табл. 7.1.

7.6. Проектування фундаментів у відкритих котлованах

У ході аналізу інженерно-геологічних умов майданчика, конструктивних та об'ємно-планувальних особливостей будівлі, місцевих умов будівництва і техніко-економічних оцінок, що відображають досвід проектування, встановлюють можливі типи і глибини закладання фундаментів запроектованої будівлі (споруди). Якщо буде встановлено доцільність застосування фундаментів неглибокого закладання, то розглядають можливі їх конструктивні форми.

Залежно від призначення будівлі, конструктивних рішень верхньої будови, діючих навантажень та техніко-економічних рекомендацій приймають тип фундаменту і визначають його основні розміри (уточнюють глибину закладання залежно від конструктивних особливостей прийнятого фундаменту і розраховують розміри підшви), перевіряють достатність габаритних розмірів фундаменту, виконуючи розрахунки ґрунтової основи по граничним станам.

Фундаменти, для яких співвідношення $d/b \leq 4$, зараховують до фундаментів мілкового закладання (тут d та b – відповідно глибина закладання і менша сторона підшви фундаменту). Вважають, що під час виконання зазначеного співвідношення практично все навантаження від фундаментів, що споруджуються у котлованах, передається основі через підшву. Фундаменти мілкового закладання поділяються на два основних види (класи): жорсткі, власні деформації у яких достатньо малі порівняно з деформаціями

основи, і гнучкі, власні деформації яких можна порівняти з деформаціями основи. Типи фундаментів мілкового закладання наведені на рисунку 7.1.



Рисунок 7.1 – Типи фундаментів мілкового закладання: а – стрічковий під стіни, безперервний; б – стовпчатий; в - плитний

Практичні розрахунки жорстких фундаментів промислових і цивільних будівель проводять у припущенні, що контактні напруження по підшві фундаменту розподіляються за лінійним законом. Для гнучких фундаментів розрахунок тіла фундаменту здійснюють шляхом вирішення контактної задачі з урахуванням характеру розподілу напружень під подошвою фундаменту.

До фундаменту, що розраховується в припущенні лінійного розподілу контактних напружень, зараховують стрічкові фундаменти під стіни (рис. 7, а).

Доцільність застосування стрічкових фундаментів у задовільних інженерно-геологічних умовах визначається відношенням необхідної площі фундаментів до площі контуру будівлі. Якщо це відношення, зумовлене навантаженнями і механічними властивостями ґрунтів, не перевищує 50 – 60 %, застосовують стрічкові фундаменти. В іншому випадку більш економічні плитні або пальові фундаменти.

Фундаменти, що окремо стоять, під колони і стовпи в задовільних ґрунтових умовах використовуються повсюдно, але якщо між гранями подошви суміжних фундаментів відстань становить $l_f \leq 1,2 \dots 1,0$ м, то економічніше застосовувати стрічкові чи плитні фундаменти (рис. 7.1, б).

До гнучких фундаментів належать плитні (рис. 7.1, в). Як вже зазначалося, плитні фундаменти економічно доцільні, якщо сумарна розрахункова площа окремо розташованих або стрічкових фундаментів перевищує 50 – 60 % загальної площі забудови. Необхідність у них виникає також у випадках, коли основа характеризується нерівномірною стисливістю або плита використовується як конструктивний елемент гідроізоляції у разі високого стояння рівня підземних вод.

7.7. Визначення попередніх розмірів підшви фундаменту

Попередні розміри фундаментів повинні призначатися за конструктивними міркуваннями або з умови, щоб середній тиск на основу під підшовою фундаменту дорівнював умовному значенню розрахункового тиску R_0 . Тоді попередню площу підшви фундаменту будь-якої форми при центральному навантаженні визначають за формулою:

$$A = N_{II} / R_0 - \gamma_{ф.г.} d_1 \text{ (м}^2\text{)},$$

де N_{II} – розрахункове навантаження по обрізу фундаменту з коефіцієнтом перевантаження $n = 1,0$ (кН або кН/м); $\gamma_{ф.г.}$ - середньозважене значення об'ємної маси фундаменту і ґрунту на його обрізах; d_1 - висота фундаменту (м); R_0 - умовний розрахунковий тиск на ґрунт (кН/м²).

Знаючи A , легко знайти значення ширини фундаменту:

а) для стрічкового фундаменту під стіну будівлі оскільки розрахунок ведеться на 1 п.м.;

$$b = \sqrt{A} / 1 \text{ п.м.},$$

б) для квадратного фундаменту під зовнішню колону житлового будинку:

$$b = \sqrt{A} \text{ (м)},$$

в) для прямокутного фундаменту позацентрово навантаженої колони промислової будівлі:

$$b = \frac{A}{1,4} \text{ (м)},$$

де $n = 1,4$ – коефіцієнт (відношення більшої сторони фундаменту a до меншої b , тобто $n = a/b$).

Розміри підшви фундаменту залежать від фізико-механічних властивостей ґрунтів основ, характеру навантажень і особливостей несучих конструкцій будівель, що передають ці навантаження на фундамент. Критерії вибору розмірів підшви фундаменту ґрунтуються насамперед на вимогах розрахунку основ за граничними станами.

Згідно з ДБН В 2.1-10-2009 розрахунок осад здійснюють у припущенні лінійної деформованості основи, яка реалізується у разі виконання таких умов: тобто:

$$P_{II} \leq R$$

Середній тиск по підшві будь-якого фундаменту визначається за формулою:

$$P_{II} = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{N_{II} + N_{II\phi} + N_{IIel}}{A} \text{ (кН/м}^2\text{)},$$

де N_{II} – розрахункове значення навантаження при розрахунку за другим граничним станом ($n=1$), яке береться за завданням (кН або кН/м); $N_{II\phi}$, N_{IIel} – відповідно розрахункові значення ваги фундаменту, ґрунту на його обрізах (кН або кН/м); A – площа підшви фундаменту (м²).

Для позацентрово навантажених фундаментів необхідне дотримання ще двох умов:

$$P_{\max} \leq 1,2R$$

$$P_{\min} \geq 0$$

де $P_{\max}$ і $P_{\min}$ – відповідно максимальний і мінімальний тиски по підшві фундаменту.

Максимальний і мінімальний тиски по підшві фундаменту визначаються за формулою:

$$P_{\max} = \frac{\sum N_{II}}{F} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right) \quad (\text{кН/м}^2)$$

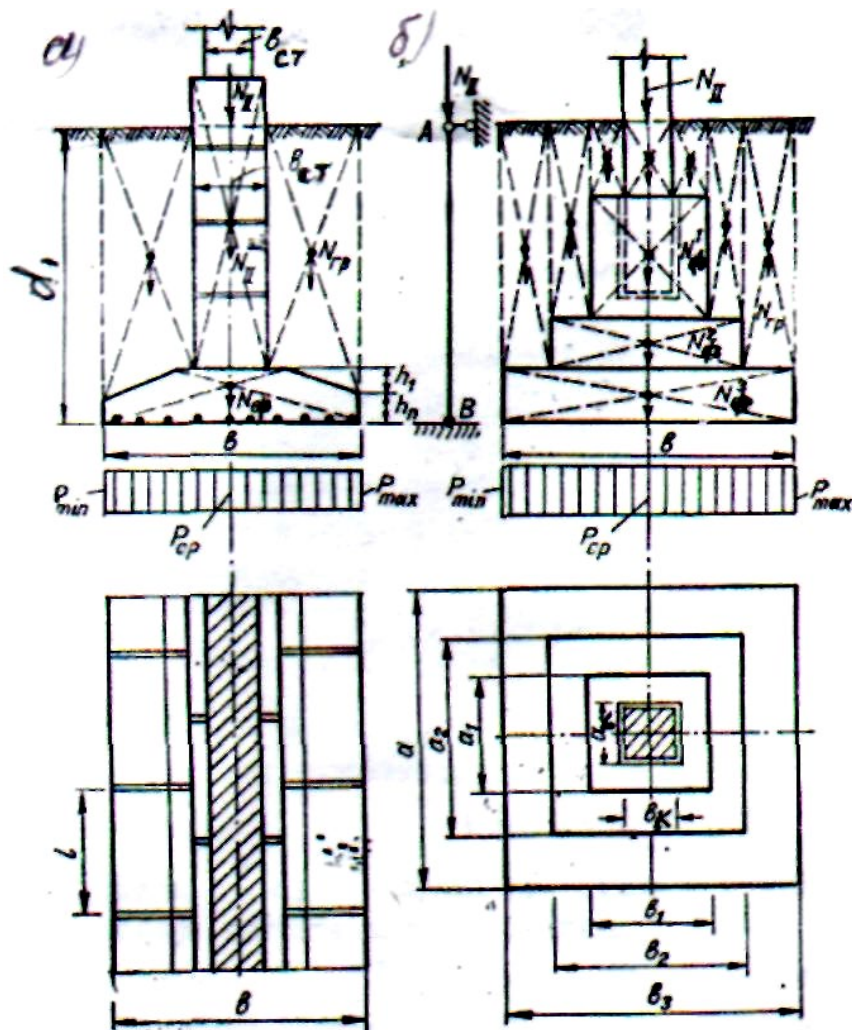


Рисунок 7.2 – Центрально стиснені фундаменти: а-стрічкові фундаменти під стіни без підвалу; б- стаканоподібні фундаменти під колони.

де $\sum N_{II} = N_{II} + N_{II\phi} + N_{IIzI} + N_{IIк}$; $A = a \cdot b$; e – ексцентриситет прикладення рівнодіючої сил, рівний

$$e = \frac{\sum M_{II}}{\sum N_{II}} \quad (\text{м})$$

де $\sum M_{II}$ – сума розрахункових моментів відносно центру ваги підлошви фундаменту:

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} \cdot h_{\phi} \quad (\text{кН} \cdot \text{м})$$

Врахування горизонтального тиску ґрунту на стіни підвалу житлової будівлі здійснюються за двома розрахунковими схемами:

а) надпідвальне перекриття достатньо жорстке, знаходиться поблизу поверхні землі. В цьому випадку горизонтальний тиск ґрунту погашається опорними реакціями перекриття і підлоги підвалу. Отже, в цих випадках дія бокового тиску ґрунту не повинна враховуватися при розрахунку фундаменту.

б) над підвальне перекриття недостатньо жорстке і розташоване високо над поверхнею ґрунту.

В цьому випадку опорна реакція поблизу поверхні ґрунту практично відсутня і стіна підвалу працює як підпірна стінка.

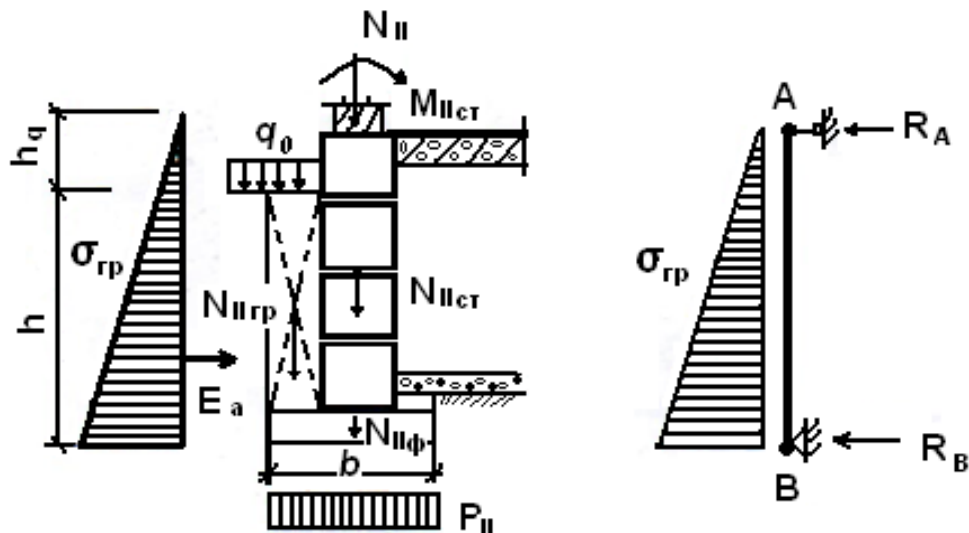


Рисунок 7.3 – Розрахункові схеми будівель з підвалами

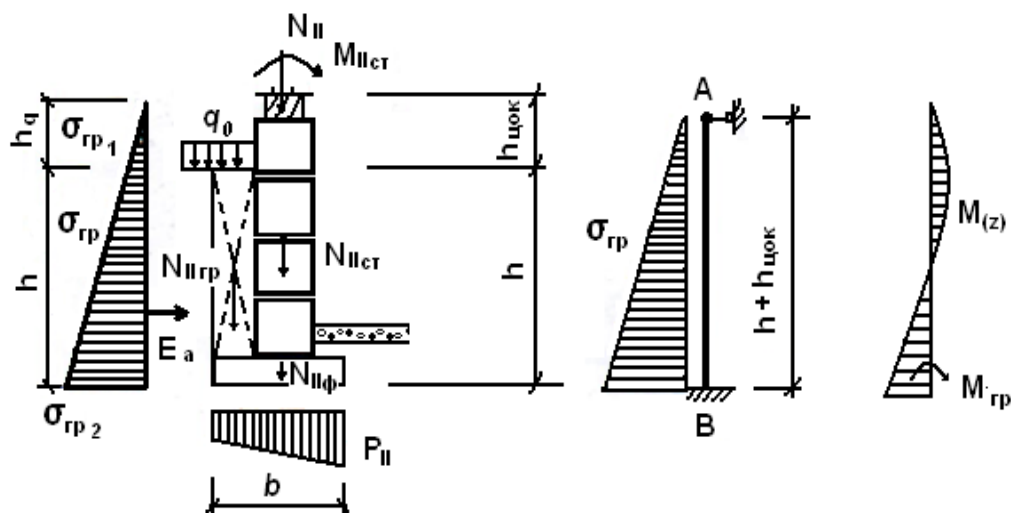


Рисунок 7.4 – Розрахункові схеми будівель з підвалами та гнучкими перекриттями

Боковий тиск ґрунту на рівні його поверхні

$$\sigma_{гр1} = q_0 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_{II}^0}{2}) \quad (\text{кН/м}^2)$$

боковий тиск в рівні підосви фундаменту

$$\sigma_{гр2} = (h + h_q) \gamma'_{II} \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}^0}{2}\right) \quad (\text{кН/м}^2)$$

Наближене значення моменту $M_{зр}$ в площині підосви фундаменту визначається з виразу:

$$M_{зр} = 0,067 \sigma_{гр2} (h + h_{qок})^2,$$

Максимальне і мінімальне значення тисків по підосві фундаменту в цьому випадку визначаються за формулою:

$$P_{\max}^{\min} = \frac{\sum N_{II}}{F} \pm \frac{\sum M_{II}}{W} \quad (\text{кН/м}^2)$$

де $\sum M_{II} = M_{зр} - N_{зр} e_{зр} + M_{ст}$, W – момент опору площі підосви

фундаменту $W = \frac{l \cdot b^2}{6} \quad (\text{м}^3)$.

8 ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ

8.1. Загальні положення

У сучасному будівництві пальові фундаменти широко застосовуються. Цей вид фундаментів може бути ефективно використаний як у надійних ґрунтових умовах, так і у випадках, коли несучі шари ґрунту залягають на значній глибині.

Палі становлять занурені в ґрунт або влаштовані в пробурених у ґрунті свердловинах тонкі стійки (стержні), призначенням яких є передача навантаження від споруди на більш щільні шари ґрунту. Група паль, об'єднана зверху (по головах паль) розподільною плитою, званої ростверком, утворює пальовий фундамент.

Застосування цього виду фундаментів дозволяє:

- 1) прорізати слабкі шари ґрунту або шари, які піддаються розмиву, передати навантаження на більш міцний ґрунт;
- 2) уникнути нерівномірних осад як основ, так і споруд;
- 3) значно скоротити обсяг земляних робіт;
- 4) забезпечити стійкість споруд, що піддаються дії горизонтальних навантажень;
- 5) під час реконструкції будівель перерозподілити тиск від них на основу. За характером передачі тиску будови (будівлі або споруди) на основу розрізняють палі-стійки і палі тертя (зависні).

Палі-стійки пронизують всю товщу слабких ґрунтів і спираються на практично нестисковані шари ґрунту (скельні, напівскельні, великоуламкові ґрунти, галька, гравій тощо) (рис. 8.1, а).

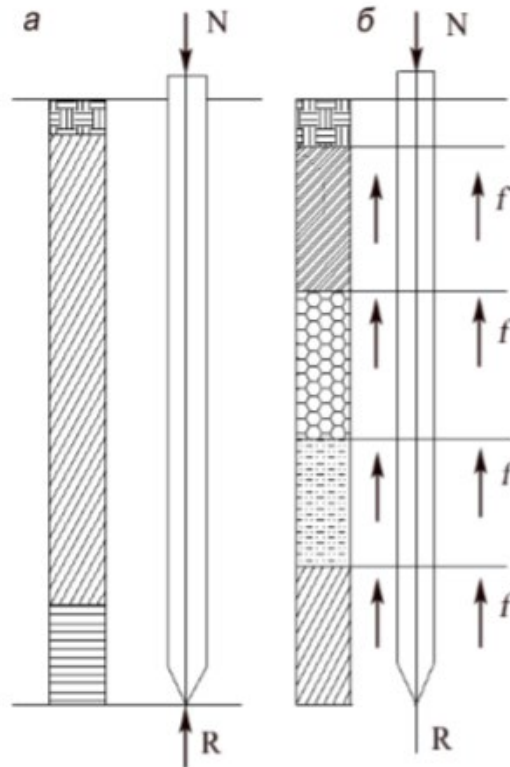


Рисунок 8.1 – Схема роботи паль у ґрунті: а – палі-стійка; б – палі тертя

Оскільки палі-стійки спираються на нестискуваний ґрунт, під час їхнього завантаженні силою N вони практично не отримують вертикального переміщення. З цієї причини між бічною поверхнею палі і ґрунтом відсутнє тертя, якщо не враховувати поздовжніх деформацій самого стовбура палі. У зв'язку з цим прийнято вважати, що палі-стійки передають тиск тільки через нижнє вістря (п'яту) і працюють як стиснуті стержні в пружному середовищі. Палі тертя (завислі) (рис. 8.1, б) прорізають слабкі шари ґрунту і входять вістрям (п'ятою) в щільні ґрунти.

Несуча їхня здатність забезпечується завдяки тертю ґрунту по бічній поверхні (F_f) і опору ґрунту під вістрям (п'ятою) палі (F_R):

$$F_d = F_R + F_f$$

Рекомендується занурювати вістрі (п'яту) завислих паль у щільний шар ґрунту не менше ніж на 1,0-2,0 м.

8.2. Види пальових фундаментів

Наразі відомо велика кількість різновидів типів паль, що відрізняються за матеріалом, формою поперечного і поздовжнього перерізу, конструкції, способу виготовлення і занурення.

Несучу здатність пальового фундаменту приймають залежно від величини і характеру передачі навантаження від споруди. З огляду на ці фактори здійснюється підбір довжини паль, кількість і характер їхнього розташування в плані.

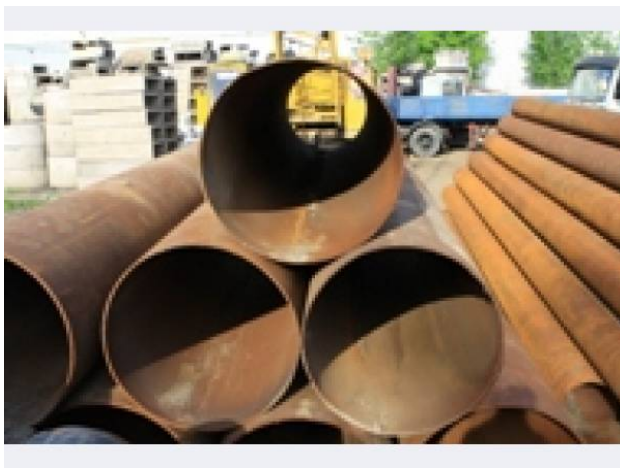
а)



б)



в)



г)



Рисунок 8.2 – Види паль: а – бетонні та залізобетонні; б – дерев'яні; в, г – металеві

Фундаменти з одиночних паль застосовують під легкі споруди (одноповерхові будівлі), коли навантаження від колони або стику панелей сприймає одна паля. Іноді палі є одночасно колонами будівлі. Такі конструкції називають палями-колонами.

За матеріалом палі можуть бути: залізобетонні, бетонні, дерев'яні, металеві, ґрунтові, комбіновані та ін.

За умовами виготовлення:

а) палі, виготовлені заздалегідь на заводах або полігоні і потім занурюються в ґрунт (рис. 8.3);

б) палі, виготовлені на місці, в ґрунті (рис.8.4).

а)



Рисунок 8.3 – Палі, виготовлені заздалегідь

За способом занурення палі поділяються на:

а) забивні – виготовлені на заводі, доставлені до місця будівництва і занурені на проектну відмітку шляхом забивання, віброзануренням або іншим способом;

б) набивні – влаштовують у проектному положенні безпосередньо на будівельному майданчику з бетону, піску, глинистого ґрунту, ґрунтоцементу та ін. ;

в) особливий вид паль – камуфлетні, буронабивні й гвинтові.



Рисунок 8.4 – Палі, виготовлені на місці, в ґрунті

Забивні залізобетонні палі поділяють:

– за формою поперечного перерізу

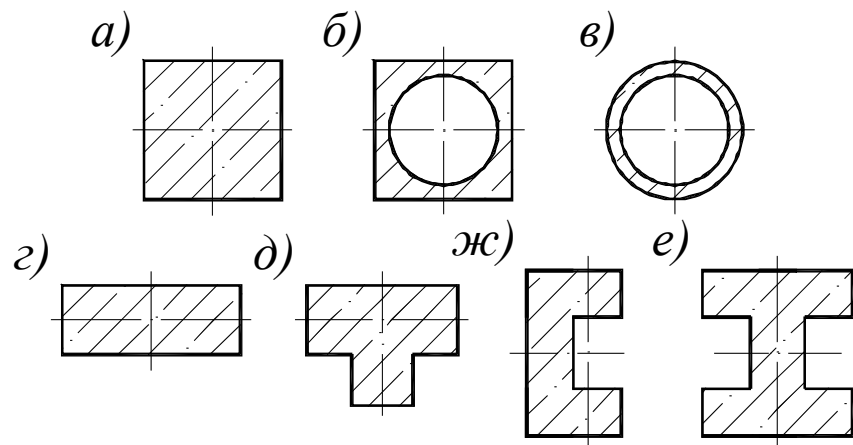


Рисунок 8.5 – Поперечний переріз: а – квадратні; б – квадратні з круглою порожниною; в – порожнисті круглого перетину; г – прямокутні; д – таврові; е – двотаврові; ж – швелерні

– за формою подовжного перерізу: призматичні; циліндричні; пірамідальні; трапецеїдальні; ромбовидні; з розширеною п'ятою (булавоподібні).

за способом армування: 1) палі з ненапруженою арматурою і з попередньо напруженою поздовжньою арматурою 2) з поперечним армуванням і без нього.

– за способом занурення готових палей в ґрунт: забиванням; віброзануренням; вдавненням; загвинчуванням; зануренням в попередньо пробурені свердловини (в дуже щільних ґрунтах).

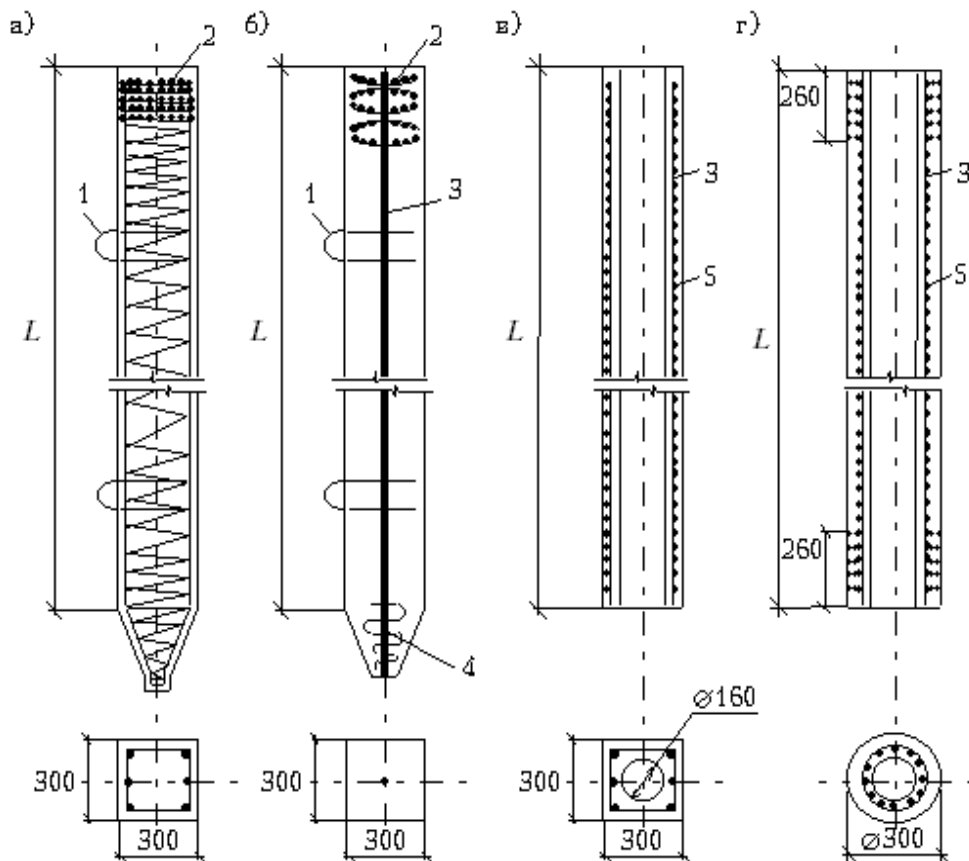


Рисунок 8.6 – а – призматична з поперечним армуванням стовбура; б – те ж, без поперечного армування стовбура; в – те ж, з круглою порожниною; г – порожниста кругла; 1 – стропувальна петля; 2 – арматурні сітки голови; 3 – поздовжня арматура; 4 – спіраль вістря; 5 – поперечна спіральна арматура

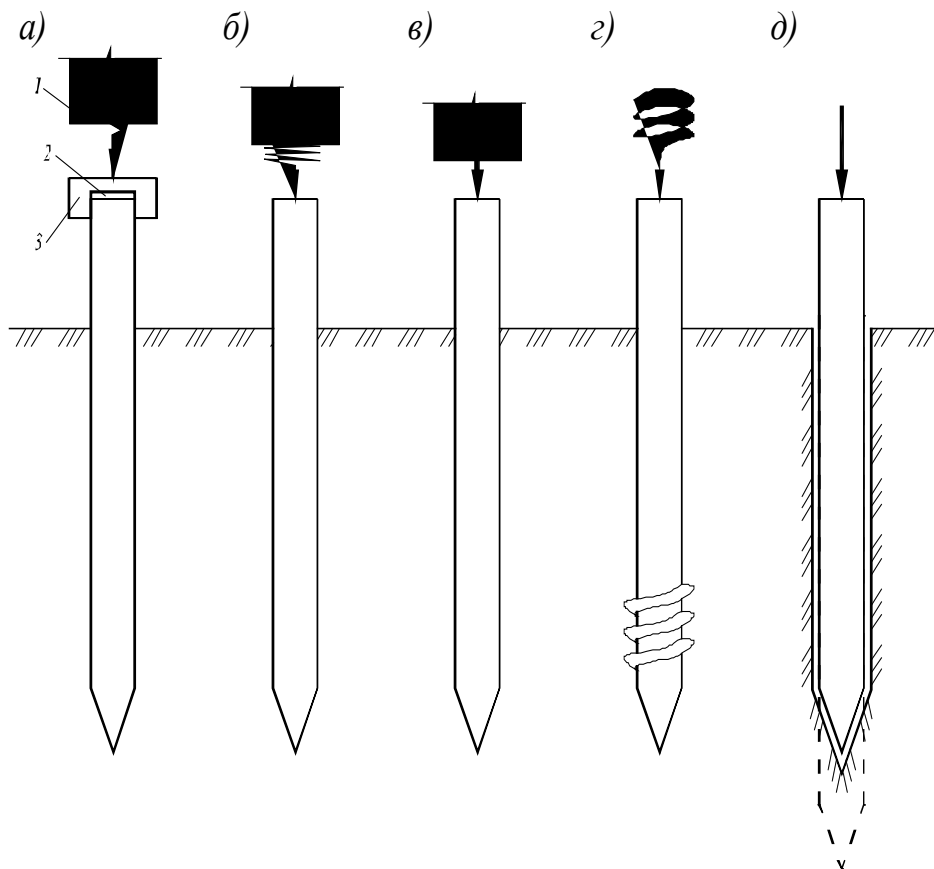


Рисунок 8.7 – Занурення палі: 1 - молот; 2 - металевий оголовок; 3 - дерев'яна або гумова прокладка (для пом'якшення удару)

Палі, виготовлені в ґрунті (на місці): набивні, бурові палі. Влаштовуються у свердловинах зроблених вибухом, бурінням або витрамбовкою послідовними ударами спеціальної конічної баби.

Буронабивні палі влаштовуються попередніми бурінням свердловин до заданої глибини з подальшим формуванням стовбура палі. Залежно від ґрунтових умов буронабивні палі влаштовують одним із таких способів: Без кріплення стінок свердловин (сухий спосіб). Із застосуванням глинистого розчину для запобігання обвалення стінок. Кріплення стінок свердловини обсадними трубами. Сухий спосіб застосовується в стійких ґрунтах (глинисті, твердої, напівтвердої і тугопластичної консистенції).

Буріння свердловин



Вилучення бура



Встановлення армокаркасу



Бетонування свердловини



Рисунок 8.8 – Влаштування буронабивних паль (без використання обсадної труби)

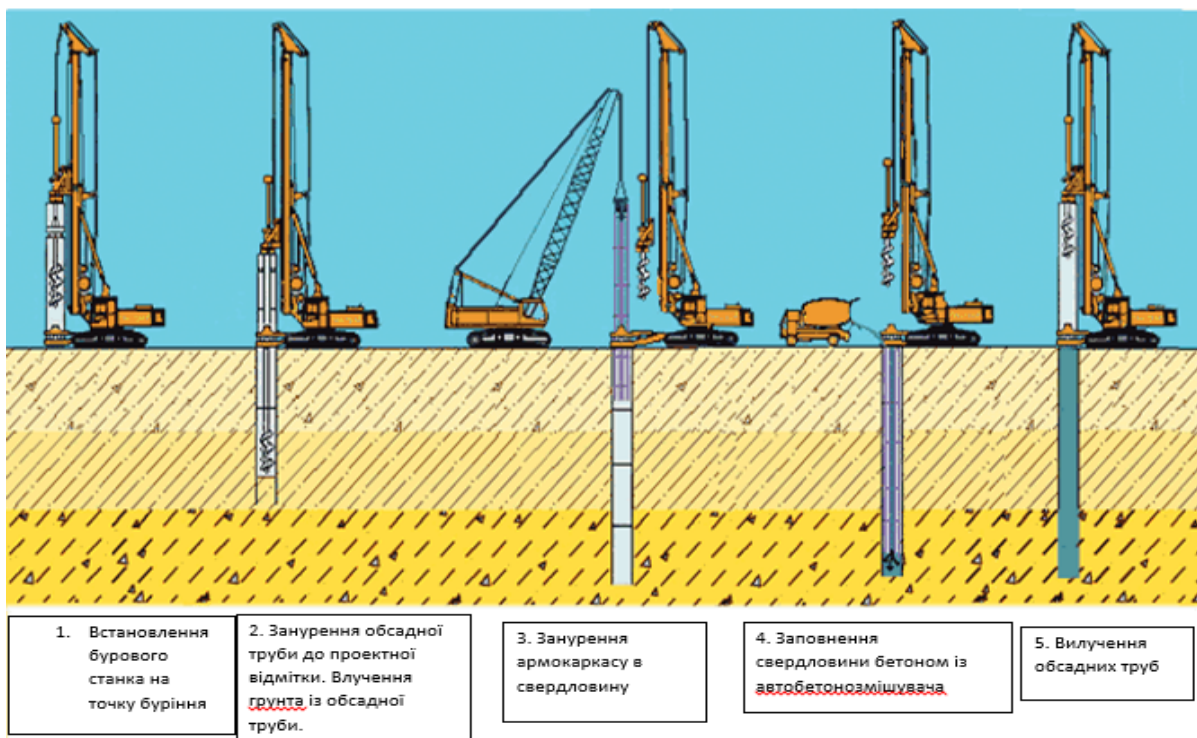


Рисунок 8.9 – Влаштування буронабивних паль (з використанням обсадної труби)

Недоліки буронабивних паль: труднощі контролю їх якості та необхідність витримування до придбання проектної потужності; схильні до дії агресивних вод і агресивних речовин. Щоб уникнути останнього застосовують палі без витягування оболонки.

Переваги: економічність (мала витрата арматури); відсутність динамічних дій під час виконання робіт; велика несуча здатність - головний фактор

Різновид буронабивних безоболочкових паль – *буроін'єкційні палі* – незамінні при посиленні основ і фундаментів.

Струменева цементация ґрунтів («jet grouting») – метод закріплення ґрунтів, заснований на одночасному руйнуванні і перемішуванні ґрунту високонапірним струменем цементного розчину. В результаті струменевої цементации ґрунту в ньому утворюються циліндричні колони діаметром 600-2000 мм.

Порядок виконання робіт:

1. Буріння лідерної свердловини діаметром 112-132 мм до проектної позначки (прямий хід).
2. Підйом бурової колони з обертанням і одночасною подачею струменя цементного розчину під тиском до 500 атм. (Зворотній хід).
3. Занурення в тіло ґрунтобетонної колони армуючого елементу (арматурного каркаса).
4. Готова паля.

Під час прямого ходу проводять буріння лідерної свердловини до проектної позначки. Буровий розчин надходить через відкритий прямий клапан бурового наконечника для видалення шламу в процесі буріння. Як буровий розчин використовується вода, бентонітовий або цементний розчин. В процесі зворотного ходу в сопла монітора, розташованого на нижньому кінці бурової колони, подають під високим тиском цементний розчин і починають підйом колони з одночасним її обертанням

Переваги технології струменевої цементации ґрунтів:

Висока швидкість робіт за рахунок малого діаметра буріння свердловин Виконання робіт в умовах обмеженого простору (висота від 2 м, ширина від 1,5 м)

Відсутність динамічних впливів.

При огороженні котлованів (підпірних стін) конструкція з ґрунтобетонних паль виконує кілька функцій:

сприймає горизонтальні і вертикальні навантаження,
є вертикальною протифільтраційною завісою.

За допомогою технології струменевої цементації ґрунтів можливе вирішення наступних завдань:

Підпірні стіни і огорожу котлованів.

Посилення всіх типів фундаментів.

Протифільтраційні завіси та екрани.

Армування ґрунтів і геомасивів.

Закріплення ґрунтів при проходці тунелів і будівництві автодоріг.

Зміцнення укосів і схилів.

Закріплення ґрунтів в основі проєктованих фундаментів з метою вищечення міцності і деформаційних характеристик.

Роз'єднувальні стінки впливу деформацій.

Влаштування бурових паль.

Контрольоване заповнення підземних виробок і карстових пустот.

Заглиблення підвалів і надбудова будівель

Дана технологія також дозволяє вирівняти міцності і деформаційні властивості ґрунту, впровадженням в нього армуючих елементів. При цьому ґрунт і впроваджені в нього ґрунтобетонні палі розглядаються як єдиний геотехнічний масив.

У порівнянні з традиційними технологіями ін'єкційного закріплення ґрунтів струменевий цементація дозволяє зміцнювати практично весь діапазон ґрунтів - від гравійних відкладень до дрібнодисперсних глин і мулів.

Іншою важливою перевагою технології струменевої цементації (jet-grouting) є надзвичайно висока передбачуваність результатів зміцнення ґрунтів. Це дає можливість вже на етапі проектування і укладення підрядних договорів досить точно розрахувати геометричні та міцності створюваної підземної конструкції (паля, ділянка підпірної стінки і т.д.), а відповідно - трудовитрати, матеріали та вартість підрядних робіт.

Область застосування

З усього надзвичайно великого списку практичних застосувань технології наведемо лише деякі:

- влаштування одиночних пальових фундаментів,
- влаштування стрічкових фундаментів і суцільних фундаментних плит з взаємно перетинаються ґрунтоцементних паль,
- спорудження підпірних стін для підвищення стійкості схилів і укосів,
- закріплення слабких і обводнених ґрунтів навколо споруджуваних поземних міських споруд - колодязів, колекторів, тунелів,
- спорудження протифільтраційних завіс.

Проведенню робіт по закріпленню ґрунтів повинна передувати розробка проектної документації, в якій повинні бути задані необхідні міцність і фільтраційні властивості закріпленого масиву ґрунту. Тому для модифікації ґрунтів в залежності від поставленого завдання повинні застосовуватися відповідні технології та розчини.

Підсилення фундаментів будівель, побудова котлованів поблизу існуючих будівель, влаштування паль підвищеної несучої здатності, закріплення ґрунтів, створення протифільтраційних завіс може бути вирішено з використанням струменевої технології. За струменевої технології можуть виконуватися як циліндричні палі, анкера, колони закріпленого ґрунту діаметром до 2 м, так і плоскі горизонтальні і вертикальні елементи в ґрунті при підйомі монітора без обертання (панельні, щілинні).

Дана технологія також дозволяє поліпшити (вирівняти) міцності і деформаційні властивості ґрунту, впровадженням в нього армуючих пальових елементів. При цьому ґрунт і впроваджені в нього ґрунтобетонні палі розглядаються як єдиний геотехнічний масив.

Закріплення ґрунтів основи, методом струменевої технології, для нового будівництва, як правило, застосовується в наступних випадках:

при наявності в основі проектованої споруди слабких водонасичених і заторфованих ґрунтів, що мають модуль деформації $E \leq 5,0$ МПа;

при значних навантаженнях на фундаменти (передавальний тиск на ґрунт 0,3 МПа і більше);

в разі примикання до існуючої будівлі нової споруди.

8.3. Процеси, що відбуваються в ґрунті у разі занурення паль

У процесі занурення паль спостерігається витіснення в боки і вглиб деякого об'єму ґрунту в результаті чого відбувається зміна його структури і фізико-механічних характеристик. Це призводить до ущільнення навколишнього палю ґрунту, що особливо характерно для пухких та середньої щільності пісків, а також ненасичених водою пилувато-глинистих ґрунтів. Глини і суглинки, у яких усі пори заповнені водою, ущільнюються лише в результаті віджимання порової води.

Основна деформація ґрунту розвивається у вигляді зміщення твердих частинок у боки і вгору, утворюючи на поверхні навколо палі випор ґрунту. Під час випаровування пилувато-глинистого ґрунту відбувається порушення його природної структури, що супроводжується зниженням міцності.

Ґрунт, який переміщається вгору, здатний піднімати раніше забиті палі, що істотно знижує їхню несучу здатність. З огляду на це, після підняття паль потрібно добити їх до проектного положення. Особливо істотно знижується міцність пилувато-глинистих ґрунтів, що примикають безпосередньо до

бічної поверхні палі, оскільки вода, віджата з пор ґрунту, переміщується вгору по цій поверхні.

У наслідок чого, різко зменшується тертя палі об ґрунт, що сприяє її зануренню під час ударів. Отже, якщо по мірі заглиблення палі в піски і насичені водою пілуватоглинисті ґрунти вона зустрічає все більший опір і відмова (занурення палі від одного удару молота) все зменшується, то у міру занурення в тиксотропні насичені водою глини і суглинки відмова часто збільшується.

Логічно вважати, що чим більший опір має ґрунт зануренню палі, тобто чим менша відмова, тим більше навантаження можна передати на палю. Із цієї причини відразу після занурення палі в насиченні водою пілуватоглинисті ґрунти вона має найбільшу несучу здатність. Практика свідчить, що після занурення палі треба дати «відпочити», не піддаючи її статичним і динамічним впливам протягом деякого часу після занурення.

За цей час оточуюча палю вода поступово переміститься від її бічної поверхні, а внаслідок тиксотропних властивостей ґрунту міцність його навколо палі з часом відновиться, а несуча здатність збільшиться. Якщо після цього здійснити по палі удари пальовим молотом, аналогічно ударам під час забивання, відмова, як правило, у багато разів буде менша.

Ця відмова називається дійсною відмовою. Під час забивання ж спостерігається виробнича відмова, часто звана «помилковою відмовою». У пісках «помилкова відмова» під час забивання палі буває менше дійсної, у наслідок того, що в процесі занурення палі під її вістря утворюється ядро ущільненого ґрунту, яке перешкоджає зануренню палі під час ударів молота.

Під час «відпочинку» палі відбувається релаксація напружень у піску та опір її занурення знижується. Необхідна тривалість «відпочинку» палі залежить від виду і характеристики ґрунту: зазвичай для пісків і супісків – один тиждень, для суглинків до 14 днів, для глини – не менше 20 днів. Застосування підмиву для занурення палі у піски призводить до їхнього

розмивання. Під впливом динамічних впливів пісок навколо палі ущільнюється.

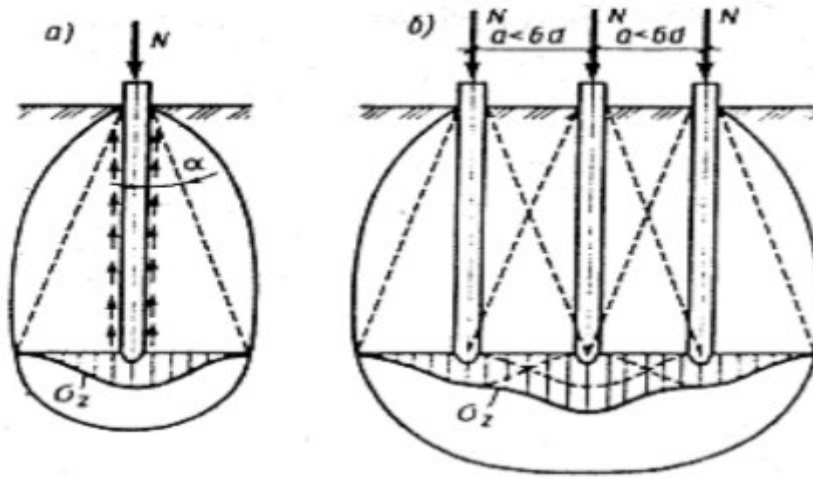


Рисунок 8.3 – Схеми передачі навантаження на ґрунт основи: а – одиночною палею; б – групою паль

Під час улаштування набивних паль явища, що відбуваються в масиві ґрунту, значною мірою залежать від застосовуваної технології. Використання буріння для влаштування свердловин призводить до розушільнення ґрунту навколо палі, що істотно знижує несучу здатність таких паль порівняно з забивними. Ще більшою мірою знижується несуча здатність буронабивних паль, коли в забої залишається шлам.

Для збільшення несучої здатності таких паль ущільнюють ґрунт як під вістрям, так і навколо бічної поверхні. З цією метою застосовують камуфлетні вибухи, механічне трамбування, електродинамічний ефект та ін.

8.4. Визначення несучої здатності паль

Під час проектування фундаментів із паль-стояків визначальним є розрахунок по міцності матеріалу паль, у той час як для завислих паль – за опором ґрунту. Несуча здатність залізобетонних і бетонних паль за міцністю матеріалу визначається відповідно до вимог норм на проектування бетонних і

залізобетонних конструкцій. У цьому випадку палі розглядається як центрально-стиснутий стрижень. Найбільші стискальні напруги в палі виникають під час її занурення. У процесі роботи палі як фундаменту, зануреного в ґрунт, вона недовантажена.

При розрахунку палі на стиск і поздовжній вигин її розглядають як стрижень, що працює в пружному середовищі. Бетонні й залізобетонні палі як фундамент добре працюють на стиск і здатні сприймати великі зусилля по матеріалу. Однак під час транспортування, складування, підйому на копер і забиванні вони можуть бути пошкоджені. Щоб уникнути цього вони армуються, а також розраховуються на дію поздовжніх і поперечних сил, згинальних моментів.

Розрахункове навантаження, що допускається на залізобетонну палю по міцності матеріалу, визначають за формулою:

$$F = \gamma(\gamma_c RA + u \sum \gamma_{cr} f_i l_i) \text{ (кН)}$$

де γ – коефіцієнт умов роботи паль в ґрунті ($\gamma=1$); γ_c, γ_{cr} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і по боковій поверхні палі, що враховує вплив способу занурення; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кН/м^2 , що визначається за табл.8.1; F – площа спирання палі на ґрунт, м^2 ; u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м; f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту товщиною $l_i \leq 2$ м на боковій поверхні палі, кН/м^2 , що визначається за табл.8.2.

Значення R залежить від найменування ґрунту під нижнім кінцем палі і глибини занурення нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу (z_0), значення f_i залежать від найменування ґрунтів, розташованих на i -тій ділянці палі, і середньої глибини розташування i -го шару ґрунту від рівня природного рельєфу (z_i).

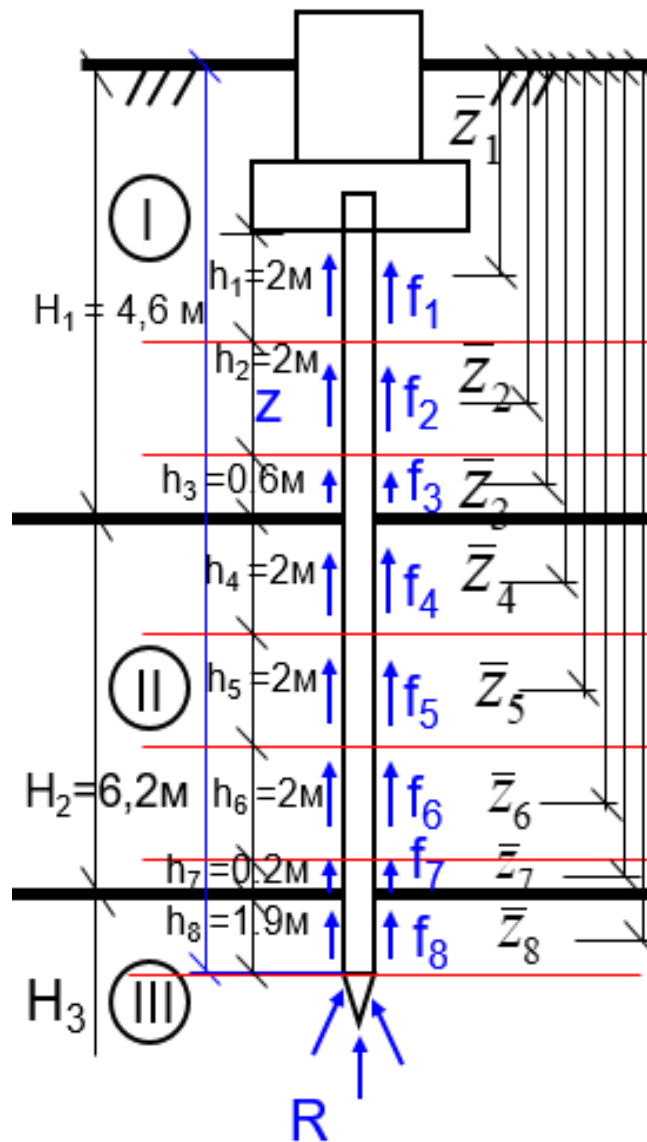


Рисунок 8.4 – Розрахункова схема визначення несучої здатності палі

Несучу здатність одиночних паль і фундаментів визначають різними методами залежно від стадії розробки проекту.

До найбільш широко застосовуваних методів визначення несучої здатності ґрунту основи завислих паль належать:

- метод випробування статичним навантаженням;
- розрахунковий метод, заснований на використанні таблиць ДБН;
- динамічний метод;
- за допомогою моделей паль.

Несуча здатність палі, отримана розрахунком, часто виявляється нижче фактичної, знайденої з випробувань. Дана обставина пояснюється тим, що в розрахунках використовуються усереднені табличні значення величин f_i , що є наближеним. Для визначення істинної (фактичної) несучої здатності палі рекомендується проводити випробування паль безпосередньо на майданчику будівництва.

Таблиця 8.1 – Розрахунковий опір під нижнім паль

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахункові опори під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонки, не заповнених бетоном, R , (кН/м ²)						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелистих	Крупних	-	Середньої крупності	дрібних	пилуватих	-
	глинистих ґрунтів при показнику консистенції I_L , рівному						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8000	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4800	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Таблиця 8.2 – Розрахунковий опір на боковій поверхні паль

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори по боковій поверхні паль і паль оболонок f_i , кН/м								
	піщаних ґрунтів середньої щільності								
	Круп- них і серед- ньої міц- ності	Дріб- них	пилу- ватих	-	-	-	-	-	-
	глинистих ґрунтів при показнику консистенції I_L , рівному								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

8.5. Відмова при забиванні паль. Поняття про істину і фальшиву відмову

Величина занурення палі під час удару (забиванні) носить назву відмову. При зануренні паль через піщані ґрунти величина відмови з глибиною різко зменшується і в деяких випадках може досягти нуля. В даному випадку під вістрям палі утворюється переущільнення ядро, а вздовж стовбура палі за рахунок віджимання води виникає «сухе» тертя. Відтік води

від джерела коливань в піщаних ґрунтах пов'язаний з хорошою фільтруючою здатністю останніх. Паля перестає занурюватися, відмова палі стає рівною нулю.

При забиванні в глинистих ґрунтах величина відмови (е) з глибиною або стає постійною, або збільшується. Після відпочинку протягом 3 ... 6 тижнів (зняття динамічних впливів) величина відмови зменшується. Це явище отримало назву «засмоктування палі».

Відмова (е) палі під час забивання отримала назву «фальшива». Відмова (е) палі після відпочинку - «істинна».

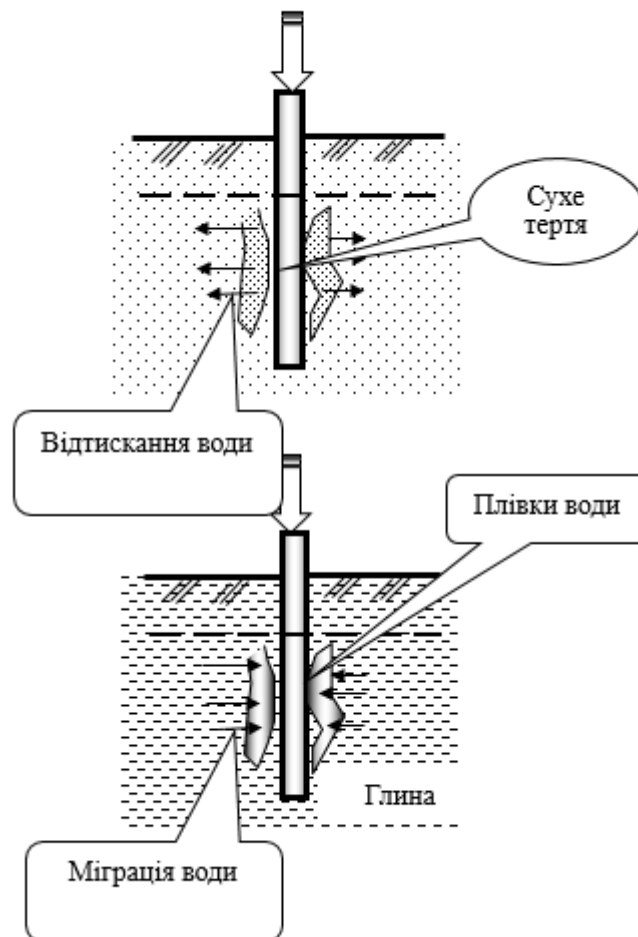


Рисунок 8.5 – Явища, що відбуваються в ґрунті при забиванні палі

9 ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

9.1. Розміщення паль у фундаменті

Розміщення паль у плані будівлі визначається конструктивним рішенням його верхньої будови, характером і величиною навантажень, умовами занурення і несучою здатністю паль.

Пальові фундаменти залежно від розміщення паль у плані можуть бути у вигляді:

- а) одиночних паль – під опори, що стоять окремо;
- б) ростверкових стрічок – під стіни будівель і споруд під час передачі на фундамент розподілених по довжині навантажень із розташуванням паль в один або кілька рядів;
- в) пальових кущів – під колони з розташуванням паль у ростверку квадратної, прямокутної, трапецеїдальної та іншої форми;
- г) суцільного пальового поля під важкі споруди з палями, рівномірно розташованими під усією спорудою та об'єднаними суцільним ростверком.

Пальові фундаменти сприймають навантаження від споруди і передають на основу частково силами тертя і зчеплення ґрунту, що виникають на їх бічній поверхні паль. У результаті дії цих сил вертикальне зовнішнє навантаження передається на певний ґрунтовий конус, а від нього на горизонтальну площину у формі кола, де воно підсумовується з навантаженням, яке передається підошвою фундаменту на ґрунт основи

З епюр стискальних напружень у ґрунті виходить, що останні помітно зменшуються в міру віддалення від центру підошви фундаменту. Як зазначалося вище, залежно від відстані між осями сусідніх паль епюри стискальних напружень можуть стикатися або накладатися одна на іншу, у результаті чого напруги в ґрунті будуть збільшуватися. Із цієї причини питання міцності та деформованості ґрунтів на рівні основ паль розглядається з урахуванням відстані між ними.

На підставі результатів численних досліджень роботи пальових фундаментів вважають, що при визначенні відстані між палями епюри вертикальних напружень у площині нижніх кінців тільки стикаються, що дає підставу вважати роботу паль у куші як одиночних. Із цього випливає, що чим довші палі, тим більшим має бути відстань між ними, щоб створити умови їхньої роботи як одиночних.

Оскільки напруга під кушем паль вище, ніж під одиночними, а розміри в плані напруженого стану під кушем більші, отже, осад такого куша перевищує осідання одиночної палі. Дослідження кушів паль у різних ґрунтових умовах дозволило зробити висновки: за однакових навантажень осідання одиночної палі завжди менше, ніж куша; величина осідання куша не залежить від форми фундаменту в плані; зі збільшенням відстані між палями осідання куша зменшується; під час проектування кушів паль постійного поздовжнього перерізу (призматичних і циліндричних) мінімальна відстань між ними приймають $d/3$; для паль-стояків – не менше $d/51$ (де d – діаметр круглого або сторона квадратного, або більша сторона прямокутного поперечного перерізу стовбура палі). Необхідність дотримання зазначених вимог викликано тим, що за менших відстаней знижується несуча здатність кожної палі в куші, погіршуються умови забивання сусідніх паль через переущільнення навколопального ґрунту.

Стрічкові ростверки можуть бути одно-, двох- і трирядним розташуванням паль.

Розташовуючи палі в стрічковому ростверку, варто дотримуватися таких принципів:

а) фактичне навантаження на палю повинне наближатися до розрахункового, що допускається на палю;

б) необхідно обов'язково передбачати розташування паль у кутах будинку та на перетині стін. Кількість паль у ростверку варто призначати, враховуючи максимальні міцнісні властивості матеріалу при розрахунковому

навантаженні, що допускається на палю, а також допустимі перевантаження в крайніх палях.

При розміщенні прийнятої кількості палей (n_c) в плані необхідно прагнути до мінімальних розмірів ростверку.

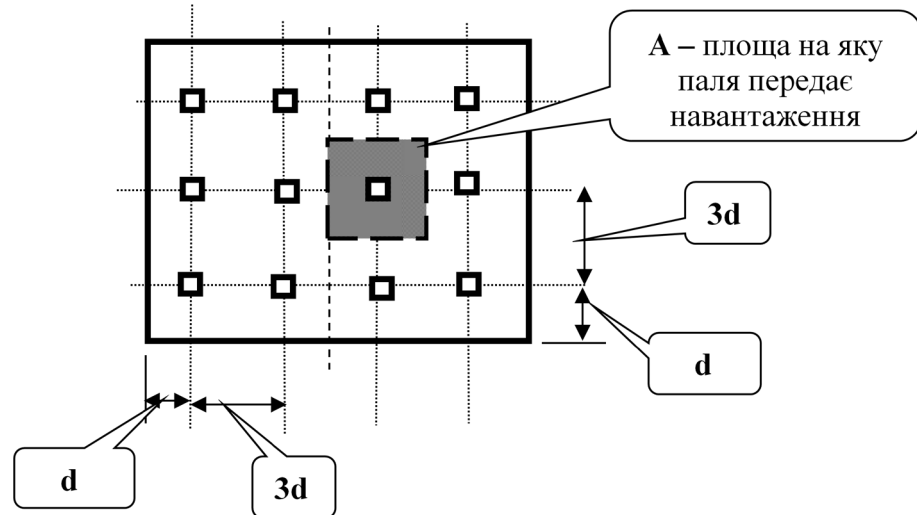


Рисунок 9.1 – Схема розташування палей

Необхідну кількість палей на 1 м довжини ростверкової стрічки визначають за формулою:

$$n_c = \frac{N_I}{P - 9d^2 h_p \gamma_{cp}}$$

де N_I – розрахункове значення навантаження для розрахунку за першим граничним станом, що діє на рівні обрізу фундаменту (береться по завданню, дод.1.2); d - діаметр, розмір поперечного перерізу палі (м); h_p – глибина закладання підосви ростверку (м); γ_{cp} – середнє розрахункове значення об'ємної маси матеріалу ростверку, фундаменту та ґрунту (кН/м^3) $\gamma_{cp} \approx 20 \text{ кН/м}^3$.

Після розміщення палей у плані та конструювання ростверку знаходять розрахункову вагу ростверку $N_{1\phi}$ і ґрунту на його уступах $N_{1гр}$ з урахуванням коефіцієнта перевантаження для власної ваги $n = 1,1$.

Потім визначають фактичний тиск на кожну палю центрально навантаженого фундаменту та перевіряють умову:

$$P_{\phi} = \frac{N_1 + N_{1p} + N_{1gp}}{n_c} = \frac{N_{1\phi}}{n_c} \leq P \quad (\text{кН}),$$

Для позацентрово навантаженого пальового фундаменту визначають максимальне й мінімальне навантаження на палю в куці за формулою:

$$P_{\phi \max \min} = \frac{N_{1\phi}}{n_c} \pm \frac{M_1 Y}{\sum Y_i^2} \leq 1,2P \quad \text{і} \quad \frac{P_{\phi \min}}{P_{\phi \max}} \geq 0,$$

де $N_{1\phi}$, M_1 – розрахункова стискаюча сила (кН) і розрахунковий момент (кН·м) щодо головних центральних осей плану паль у площині підшви пальового ростверку; n_c – число паль у фундаменті; Y_i – відстань від головних осей до осі кожної палі (м); Y – теж до осі палі, для якої обчислюється навантаження (м).

Якщо виявиться, що навантаження на палю більше розрахункового навантаження, припустимого на палю P , то потрібно збільшити число паль або відстань між осями паль.

9.2. Перевірка тиску на ґрунт пальового фундаменту

Тиск, переданий всією палею на ґрунт основи викликає в ньому розвиток напруг. Під дією виникаючих напруг ґрунти будуть деформуватися. Ці деформації розвиваються аналогічно деформації ґрунтів під фундаментами на природній основі. Внаслідок цього при розрахунку осадки пальових фундаментів розглядають якийсь умовний фундамент. При цьому приймають, що тиск по підшві умовного фундаменту розподілений рівномірно (рис.9.2).

Границі умовного фундаменту, визначаються таким способом:
знизу – площиною АБ, що проходить через нижні кінці паль;

з боків – вертикальними площинами АВ і БГ, стоячими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстані $l \cdot tg \frac{\varphi_{IIcp}}{4}$;

Зверху – поверхня планування ґрунту ВГ. (рис.9.2).

φ_{IIcp} являє собою середньо зважене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, обумовлене за формулою:

$$\varphi_{IIcp} = \frac{\varphi_{II1}l_1 + \varphi_{II2}l_2 + \dots + \varphi_{IIn}l_n}{l},$$

де φ_{II1} – розрахункове значення кутів внутрішнього тертя для окремих прорізаних палями шарів ґрунту товщиною l_n .

l – глибина занурення паль у ґрунт, рахуючи від підосви ростверку, рівна $l = l_1 + l_2 + \dots + l_n$.

Тиск по підосві умовного фундаменту від розрахункових навантажень при позацентровому їх прикладенні визначається за формулою:

$$P_{II\max} = \frac{\sum N_{II\max}}{F_M} \pm \frac{\sum M_{II}}{W_M} \leq R,$$

де $\sum N_{II\max}$ – сума вертикальних розрахункових навантажень на рівні кінців паль, рівна $N_{II} + N_{IIc} + N_{IIp} + N_{IIgr}$ (N_{II} – вертикальне розрахункове навантаження на фундамент, N_{IIc} – вага паль, N_{IIp} – вага ростверку, N_{IIgr} – вага ґрунту) (кН або кН/м);

$\sum M_{II}$ – сума розрахункових моментів, що діють на рівні кінців паль, $\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II}h_M$ (кН·м);

F_M – площа підосви умовного фундаменту, $F_M = A_M + B_M$ ($A_M = A' + 2ltg \frac{\varphi_{IIcp}}{4}$; $B_M = B' + 2ltg \frac{\varphi_{IIcp}}{4}$) (м²);

W_M – момент опору площі підосви умовного фундаменту, $W_M = B_M \cdot A_M^2/6$, (м³).

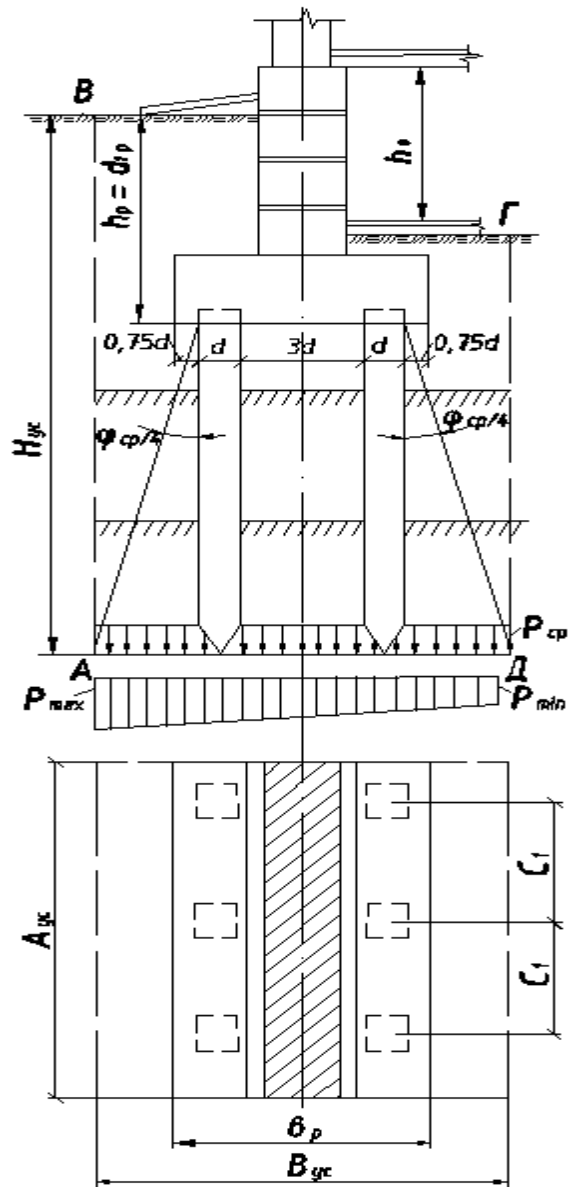


Рисунок 9.2 – Визначення розмірів умовного фундаменту

У власну вагу умовного фундаменту під час визначення його осідання включається вага паль і ростверку, а також вага ґрунту в об'ємі умовного фундаменту (рис. 9.2).

R – розрахунковий тиск на основу умовного фундаменту (кН/м), що визначається за формулою :

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] \quad (1.8)$$

Для центрально навантажених фундаментів $\sum M_{II} = 0$.

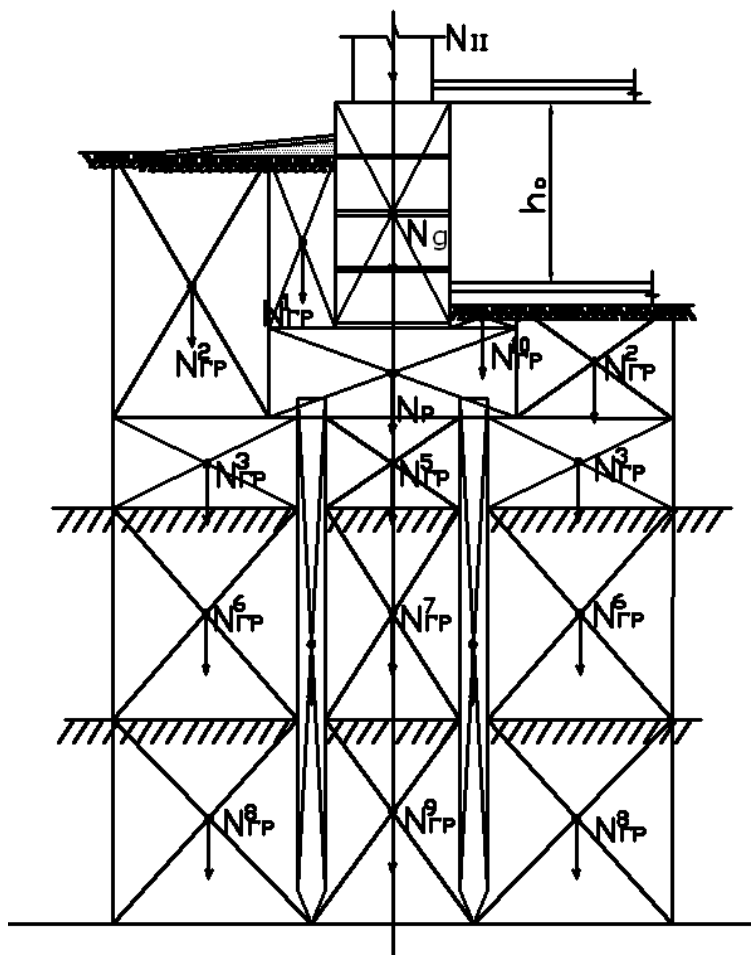


Рисунок 9.2 - Схема по визначенню власної ваги умовного фундаменту

При недотриманні проведеної умови конструкція пальового фундаменту повинна бути змінена.

При розрахунку стрічкових пальових фундаментів рекомендується користуватися методикою.

На відміну від реального проектування розрахунок стрічкових пальових фундаментів будемо робити як для куща. У цьому випадку $A_M = 1 \text{ п. м.}$

9.3. Визначення осадки пальового фундаменту

Розрахунок осадки пальового фундаменту з висячих паль проводиться так само, як для фундаменту мілкого закладення, методом пошарового підсумовування. Однак для навчальних цілей цей розрахунок варто виконати

методом еквівалентного шару й зіставити з осіданням пошарового підсумовування.

Методом еквівалентного шару, як вважає Н.А. Цитович, можна користуватися при площі підшви фундаментів менш 50м^2 . Величина осадки визначається по формулі:

$$S = h_3 m_{vm} P_0, \quad (\text{м})$$

При цьому тиск під підшвою фундаменту знаходимо за формулою

$$P_0 = P_{II\text{м}} - P_\delta = P_{II\text{м}} - \gamma_{II} h_m \quad (\text{кН/м}^2);$$

Висота товщі ґрунту, що стискається

$$H_{ак} = 2h_3$$

де h_3 – товщина еквівалентного шару ґрунту, осаду поверхні якого при суцільному навантаженні дорівнює осіданню фундаменту; $h_3 = A_\omega \cdot B_M$ (A_ω – коефіцієнт еквівалентного шару, прийнятий залежно від $n = a/b$ і коефіцієнта Пуассона μ_0 (для навчального проектування можна брати середнє значення $\mu_0 = 0,3$)); B_M – ширина умовного фундаменту; m_{vm} – середній коефіцієнт відносної стискальності, рівний

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_3^2} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i \quad (\text{м/кН})$$

m_{vi} – відносний коефіцієнт стисненості для i -го шару ґрунту основи ($\text{м}^2/\text{кН}$); h_i – товщина i -го шару ґрунту, м; P_δ – побутовий тиск ґрунту; кН/м^2 ; z_i – відстань від нижньої границі активної зони до середини i -го шару.

Максимальний діючий тиск на обрізі ростверку

$$P_{II,м} = P_{II\text{м} \text{ max}}$$

Визначивши значення осадки S , треба перевірити умову: $S \leq S_{пр}$.

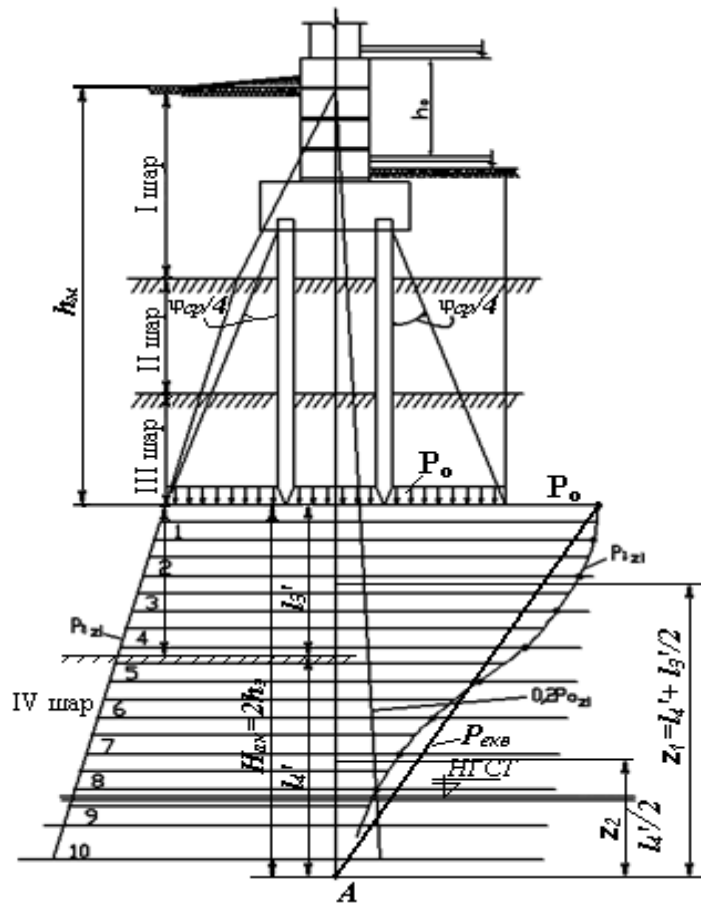


Рисунок 9.3 – Схема по визначенню осадки умовного фундаменту методами еквівалентного шару і зіставлення з осіданням пошарового підсумовування

Питання для самоперевірки

1. Що таке палі-стійки й висячі палі? Де вони застосовуються? Як визначаються довгі висячі палі й чому висячі палі повинні бути довгими?
2. Які бувають висячі палі за формою поперечного перерізу? Як нарощують забивні палі?
3. Чим відрізняється конструкція буро-ін'єкційних паль від буронабивних?
4. Як визначаються несуча здатність палі-стійки в ґрунті?

5. Від яких параметрів залежить несуча здатність забивних висячих паль за умовою міцності ґрунтів?
6. Що таке «умовний фундамент» і як визначаються його розміри?
7. Чому зрізання головки забивних паль є серйозним порушенням?
8. Які буронабивні палі застосовуються для підпірних споруджень?
9. Які сполучення палі з ростверком зменшують зусилля в буронабивних палях?
10. Які є передумови при визначенні граничних зусиль у перетині нормальному до поздовжньої осі стовбура буронабивних паль?
11. Як визначається висота стислої зони що згинаються буронабивних паль, схема зусиль епюр напруг у перетині?
12. Які існують види поздовжнього армування буронабивних паль для підпірних споруджень?
13. Які застосовуються умови при розрахунку буронабивних паль для підпірних споруджень на поперечну силу?
14. Які існують положення при розрахунку на міцність похилих перетинів до поздовжньої осі буронабивних паль при дії згинального моменту?
15. Накреслите схему підпірного спорудження з буронабивних паль, що діють на нього навантаження й епюри реактивних тисків.

10 ОПУСКНІ КОЛОДЯЗІ І КЕСОНИ

У сучасному будівництві досить часто виникає необхідність у спорудженні будівель та конструкцій на значній глибині або фундаментів під унікальні важкі опори. Це різноманітні насосні станції державного господарства, станції метро, фундаменти висотних будинків, опори мостових переходів тощо.

Крім того, спорудження заглиблених приміщень у більшості випадків потрібно вести в складних умовах, на ділянках з високим рівнем ґрунтової води. Все це спонукає до використання особливих типів глибоких фундаментів, спорудження яких у відкритих котлованах неможливе.

Глибокі фундаменти істотно відрізняються від фундаментів, котрі будують у відкритих котлованах за характером своєї роботи. Передусім попереднє розроблення ґрунту в котлованах тут не потрібне. Крім того, робота глибокого фундаменту виключає можливість випирання ґрунту на поверхню з-під подошви і, навпаки, дозволяє врахування сил тертя по бічній поверхні, завдяки чому несуча здатність фундаменту зростає. Нарешті, умови роботи таких фундаментів дають можливість передавати на них дуже велике горизонтальне навантаження та значні згинальні моменти.

Серед глибоких фундаментів із співвідношенням глибини закладання і ширини подошви $d/b > 2-2,5$ найбільше поширення з давнього часу одержали опускні колодязі та кесони.

10.1 Опускні колодязі

Вони виконуються полегшеної конструкції у вигляді циліндричних, збірних залізобетонних, тонкостінних оболонок або масивними з каменю, бетону чи залізобетону.

Масивні колодязі споруджуються на поверхні ділянки або штучного острова, якщо йдеться про будівництво опори мосту в акваторії. Колодязі у

плані можуть бути круглими або у вигляді еліпсів, овалів. Це пов'язано з тим, що в незаокруглених кутах споруди виникає нерівномірна концентрація сил тертя, яка ускладнює опускання колодязя.

Спочатку на підкладках установлюють опалубку, арматуру, а потім бетонують нижню частину колодязя, що називається ножем або консоллю. Залежно від призначення колодязя, а також від фізико-механічних властивостей ґрунту ножі можуть бути різної форми.

Після тужавіння бетону підкладки вибивають у певній послідовності й починають розроблення ґрунту під загостреною частиною ножа. За рахунок власної ваги під ножем створюється висока концентрація напруг, ґрунт втрачає стійкість і ніж осідає. Стінки колодязів можуть мати різну конструкцію. Для неглибоких колодязів стінки найчастіше роблять постійної товщини. У глибоких колодязях товщину стінок зменшують за рахунок уступів. Уступи влаштовують на внутрішній поверхні стінок. Перший – трохи вище від ножа, а інші – через 3–5 м завширшки 20–30 см. При розміщенні уступів ураховують також яруси бетонування.

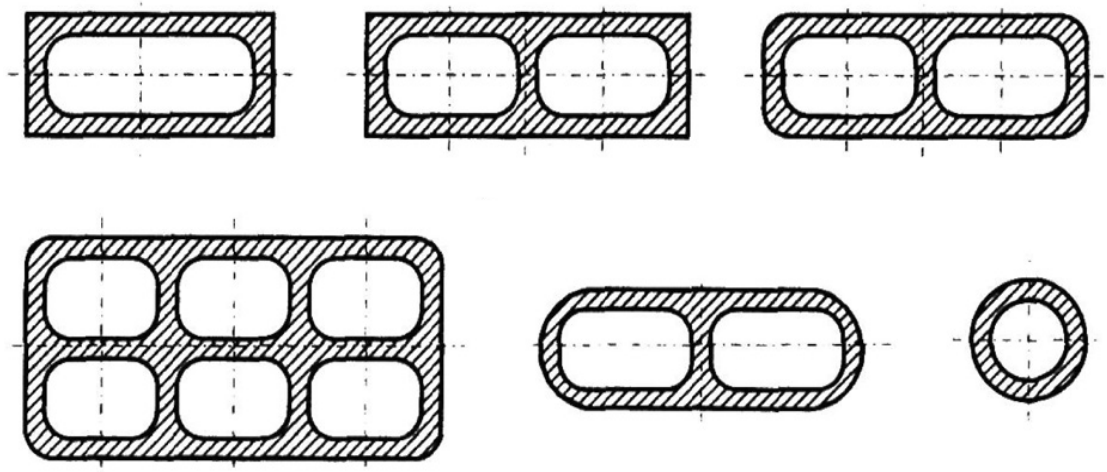


Рисунок 10.1 – Види поперечних перерізів опускних колодязів: Розміри шахт в плані зазвичай приймають від 2 до 5 м

Матеріалом для виготовлення стінок є бетон, монолітний чи збірний залізобетон. Іноді на верхній частині колодязя передбачається кільцевий пояс.

Внутрішні залізобетонні стіни та перекриття бетонують звичайними способами. Для полегшення опускання колодязів іноді застосовують низькочастотні потужні вібратори.

На розроблення ґрунту в опускному колодязі припадає до 60–70 % часу його спорудження. Роботи ведуть у будь-яку пору року. Залежно від умов приймають різні схеми виконання земляних робіт. Часто розроблення ґрунту ведуть насухо екскаваторами за допомогою бульдозерів, які пересуваються на дні. Можлива робота тільки бульдозерів, що зміщують ґрунт у визначене місце, звідки його виймають грейферами. При застосуванні екскаваторів ґрунт навантажують у баддю і кранами подають нагору.

Із неглибоких колодязів ґрунт можна витягати на поверхню за допомогою транспортерів.

Якщо має місце значне надходження води до колодязя або наявні нестійкі породи (пливуни), ґрунт виймають грейферами, гідроелеваторами або ерліфтами. Ґрунт завжди виймають рівномірно по всій площі колодязя від центра до периферійної частини. Дуже важливо, щоб від ножа до центра був нахил. Опускання колодязів у пливун ведуть після розроблення ґрунту засобами гідромеханізації.

Іноді для зниження рівня води в опускному колодязі застосовують відкритий водовідлив. Із цією ж метою можна влаштовувати глибинне водозниження за допомогою голкофільтрів чи глибинних насосів (рис. 10.1).

Інколи застосовують заморожування ґрунту. Для утворення льодогрунтової огорожі по периметру колодязя бурять свердловини діаметром 15–20 см на відстані 1,5–2 м між ними, які заглиблюють у водотрив. У свердловини опускають заморожувальні та нагнітальні труби, через які створюють циркуляцію розчину хлористого кальцію. За рахунок повільного зниження температури навколо свердловини утворюються циліндри промороженого ґрунту. Поєднуючись між собою, вони в цілому становлять льодогрунтовий водонепроникний шар.

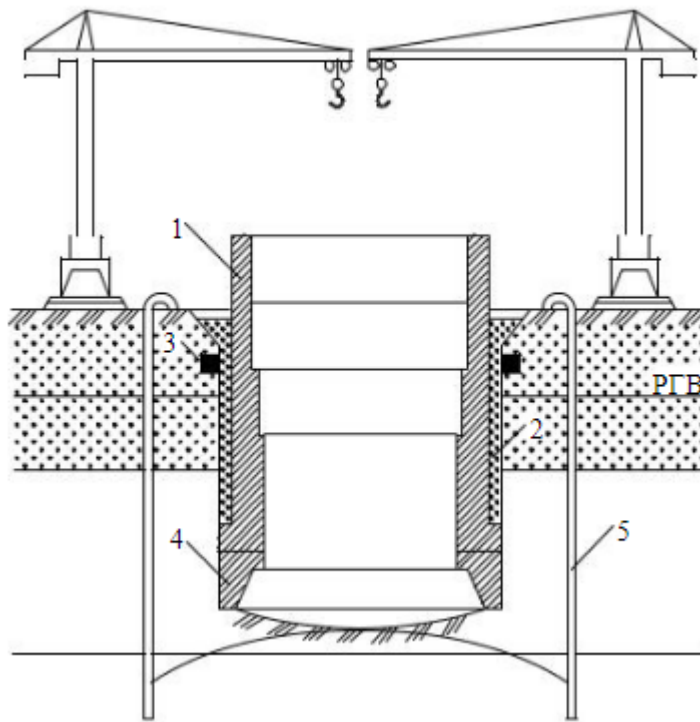


Рисунок 10.2 – Масивний опускний колодязь із глибинним водозниженням: 1 – опускний колодязь; 2 – тиксотропна сорочка; 3 – комір (форшахта); 4 – ніж (консоль); 5 – голкофільтр

Після опускання колодязя до проектної позначки нижню частину його заповнюють бетоном насухо або під воду – методом труби, що вертикально рухається (ВПТ).

Для зменшення тертя між ґрунтом та зовнішньою поверхнею колодязя в стінці роблять невеликий уступ, а в утворений проміжок по ін'єкційних трубах закачують бентонітову суспензію. Такий прийом, запропонований М. В. Озеровим, дістав назву “тиксотропної сорочки”.

У зв'язку з тим, що в більшості випадків поблизу поверхні розміщені нестійкі шари ґрунту, в них по периметру колодязя передбачається форшахта (“комір”) у вигляді монолітного залізобетонного кільця заввишки до 1 м. Воно певною мірою відіграє роль напрямної.

Для зменшення тертя між ґрунтом та стінками колодязя використовують також обмазування зовнішньої поверхні стінок полімерними матеріалами.

Заглиблення збірних залізобетонних колодязів виконують за допомогою віброзанурювачів чи вібромолотів.

У конструкціях стінок використовують збірні панелі завтовшки 0,25–0,7 м залежно від глибини та радіуса колодязя. Панелі з'єднують за допомогою петльового стикування арматурою і подальшим бетонуванням. Такі колодязі глибиною до 20 м монтуються з одного ряду панелей. У міру занурення першої ланки колодязя, яка має в нижній частині ніж, після знімання вібратора або крізь передбачений отвір засобами гідромеханізації із середини виймається ґрунт. Ланки стикуються зварюванням або болтами. Загальна глибина закладання колодязя тісно пов'язана з розташуванням міцного шару ґрунту. Якщо це скельна порода, то в ній вибурають приямок для замонолічування кінцевої частини колодязя. Якщо ж в основі колодязя немає скельного ґрунту, то доцільно передбачити розширення з подальшим заповненням його бетоном.

Перевагою фундаментів з опускних колодязів є можливість їх занурення без використання складного технологічного обладнання.

Недоліки: великий обсяг кладки; значні труднощі, що виникають при зустрічі колодязів ґрунтах з перешкодами у вигляді великих валунів, скельних прошарків, топляків і т. п.; необхідність осушення колодязя; точність посадки на проектну відмітку.

10.2. Кесони

Кесон є відкритою знизу залізобетонну або сталеву конструкцію, що складається з стелі та бокових стін.

Кесон (від фр. Caisson – «ящик») – конструкція для утворення під водою або у насиченому водою ґрунті робочої камери, вільної від води. Надходження води в робочу камеру запобігається нагнітанням у ній стисненого повітря. Кесон зазвичай споруджується на поверхні і занурюється

в ґрунт під дією власної ваги і ваги надкесонної будови по мірі виїмки ґрунту

Переваги: дозволяють споруджувати фундамент в будь-яких гідрогеологічних умовах; у робочій камері кесона можливо огляд і навіть випробування ґрунту основи.

Недоліки: шкідливий вплив стисненого повітря на організм робітників; великий обсяг бетонної кладки; неіндустріальні конструкції; висока вартість робіт.

Якщо в ґрунті є дуже міцні прошарки або тверді включення, занурення опускних колодязів неможливе. У таких випадках застосовують кесонний фундамент, або кесон. Це – залізобетонна повітронепроникна міцна коробка, утворена товстою стелею та бічними стінками, але без дна. У порожнину безперервно подається стиснуте повітря по трубах із компресорної станції. Тиск залежить від товщини водоносного шару, яка відлічується від ножової частини. Таким чином, проникнення в порожнину кесона води неможливе, а в його робочій камері, висота якої не менше ніж 2,2 м, утворюється робочий простір, де, власне, і виконуються роботи.

Для сполучення робочої камери із зовнішнім простором використовують спеціальне шлюзове обладнання, яке складається з шлюзового апарата та шахтних труб і виготовлене з листової сталі. У свою чергу, шлюзовий апарат має центральну камеру й дві прикамерки – пасажирську та вантажну.

Для опускання людей у робочу камеру в пасажирській прикамерці знижується тиск до атмосферного, туди люди заходять, і двері зачиняються. Далі в прикамерці повільно підвищується тиск до того рівня, який є в робочій камері кесона. Коли вони зрівнюються, відчиняються двері до центральної камери й люди через шахтну трубу по драбині або ліфтом опускаються до робочої камери. Весь процес переходу від атмосферного тиску до підвищеного, залежно від різниці між ними, триває 5–60 хв.

Тиск у робочій камері кесона, коли там працюють люди, не повинен перевищувати 0,35–0,4 МПа, що відповідає висоті стовпа води над робочим місцем 35–40 м. У таких умовах людина може перебувати не більше 2 годин, із яких лише одну годину можна займатися фізичною працею.

Послідовність кесонних робіт така (рис. 10.2).

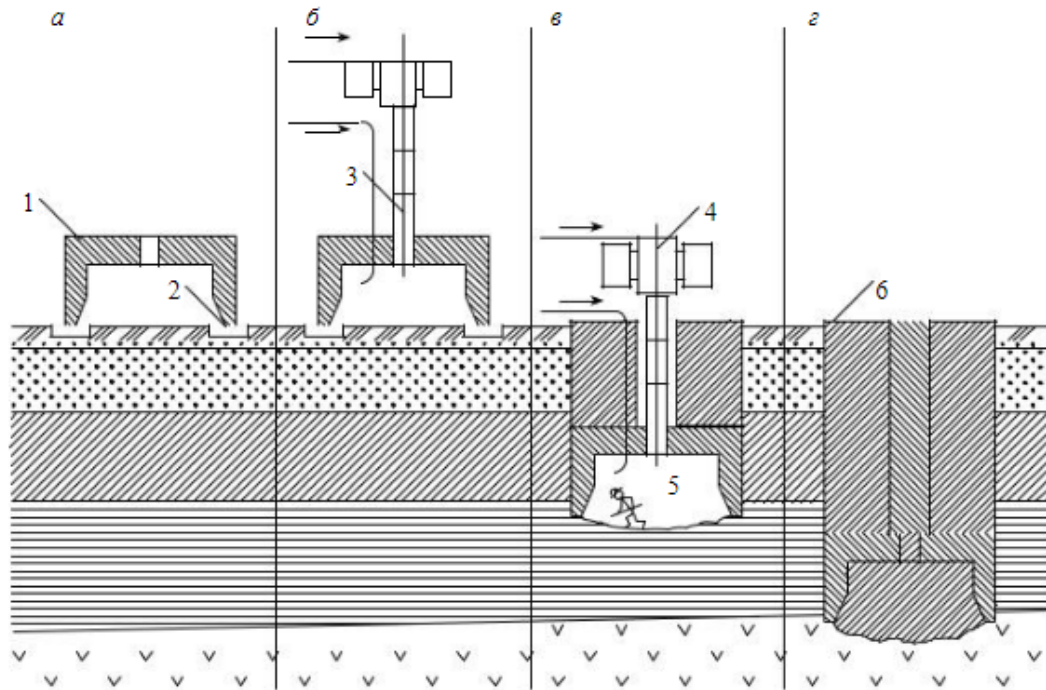


Рисунок 10.3 – Етапи занурення кесона: а – виготовлення власне кесона; б – встановлення шахтної труби та шлюзового апарата; в – мурування надкесонної частини після часткового занурення; г – заповнення внутрішнього простору кесона

На природній поверхні або штучній поверхні відсипаного острова виготовляють кесон. Сучасні кесони – залізобетонні з круглим або прямокутним перерізом. Стінки, як і в опускних колодязів, закінчуються ножовою частиною з банкеткою – горизонтальною площадкою 25 см завширшки.

Після тверднення бетону в кесоні обережно витягають підкладки, монтують шахтні труби та шлюзовий апарат з трубами для нагнітання

повітря. Систему ретельно перевіряють тиском, удвічі вищим за найбільший робочий тиск.

Далі механізованим інструментом, іноді із застосуванням вибухів, коли, наприклад, під ніж потрапляє валун, розробляють породу з робочої камери. Нагору добутий ґрунт піднімають через вантажний прикамерок баддями. Часто розроблення ґрунту виконують гідромоніторами від середини до ножа.

У міру занурення кесона під власною вагою зверху над робочою камерою робиться надкесонне мурування, яке трохи зміщене порівняно із зовнішніми стінками робочої камери для зменшення тертя. Для цього ж бічну поверхню надкесонного мурування роблять із невеликим уклоном до осі споруди.

Необхідно стежити за рівномірністю занурення кесона, і, якщо виникає крен, більш інтенсивно розробляють ґрунт з протилежного боку, й, навпаки, уповільнюють розроблення з того боку, де виникло більше осідання. Якщо ножова частина кесона досягає слабкого шару, то для затримання кесона від занадто швидкого занурення в середині робочої камери влаштовують шпальну клітку.

Незадовго до Великої Вітчизняної війни під час будівництва мосту через Дніпро в Києві було здійснене так зване “сліпе” занурення кесона в піщаному ґрунті. Все управління засобами гідромеханізації було зосереджене за межами робочої камери, а розроблення ґрунту та його видалення виконували без присутності робітників у камері. Тут було досягнуто рекордної швидкості занурювання – до 7 м за добу.

Після досягнення кесоном проектної позначки досліджують ґрунт на дні, а потім камеру кесона заповнюють бутобетоном або бетоном, починаючи від ножа до середини. Можливі нещільності заповнюються пластичним розчином із періодичним підвищенням тиску в камері. Потім розмонтовують шахтні труби та шлюзовий апарат і порожнину заповнюють бетоном або піском.

У зв'язку з великою шкідливістю для людини робіт в умовах підвищеного тиску, кесони звичайно замінюють буровими глибокими опорами, тонкостінними оболонками й іншими типами фундаментів.

10.3. Розрахунки масивних опускних колодязів і кесонів

Розрахунки масивних опускних колодязів і кесонів виконують на будівельні та експлуатаційні навантаження.

Розрахунки на будівельні навантаження базуються на прийнятих за конструктивними міркуваннями розмірах елементів опускного колодязя.

1. Умова можливості занурення колодязя під дією власної ваги і привантаження. Занурення можливе, якщо забезпечена умова

$$\frac{G_w + Q}{T + F_u} \geq \gamma p$$

Де G_w – вага будівельних конструкцій, кН; Q – вага привантаження, кН; T – сила тертя стінок колодязя по ґрунту, кН; F_u – опір ґрунту під подошвою ножа (консолі), кН; γp – коефіцієнт надійності занурення, який приймають рівним 1,15.

2. Розрахунок стінок колодязя на вигин у горизонтальній площині. Розрахункова величина тиску ґрунту на стінку колодязя в глинистих ґрунтах визначають як тиск у стані спокою за формулою

$$P_g = \frac{\nu}{1 - \nu} \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \right)$$

Де ν – коефіцієнт Пуассона; γ_i – питома вага i -го шару ґрунту, кН/м³; h_i – товщина i -го шару ґрунту, м; q – вертикальне рівномірно-розподілене навантаження, кПа.

У разі водовідливу тиск збільшується на величину інтенсивності гідростатичного тиску $Wh = 10 \cdot h_w$, де h_w – різниця позначок горизонту води та нижньої частини колодязя.

Тиск P_g розподіляють на горизонтальний пояс висотою 1,0 м.

3. Розрахунок консолі. Ніж (консоль) розраховують на вигин і стиснення в двох положеннях (на ділянці довжиною 1,0 м).

Положення а). На початку занурення колодязя, коли із зовнішнього боку ґрунту немає, а із внутрішнього боку ніж працює на тиск ґрунту на скошену грань (рис. 10.4, а), ґрунт тисне на банкетку шириною b :

$$p = q_w / (b + 0,5b')$$

де q_w – навантаження на 1 м ножа від ваги колодязя, кН; $b' = ctg\alpha$ – проекція скошеної грані ножа на горизонтальну площину, м.

Сила від тиску на банкетку $F = Pb$, момент зовнішніх сил відносно центра О розрахункового перерізу:

$$MF = F(bc - c - b) / 2$$

Положення б). Коли колодязь занурено до проектної позначки, а ґрунту під ножом немає, ніж розраховують на дію моменту від активного тиску ґрунту:

$$M_p = \frac{a_1^2}{3 + a_2^2/2}$$

де a_1, a_2 – відповідно ордината трикутної частини епюри тиску і прямокутної, ℓ – висота ножа, м (рис. 10.4, б)

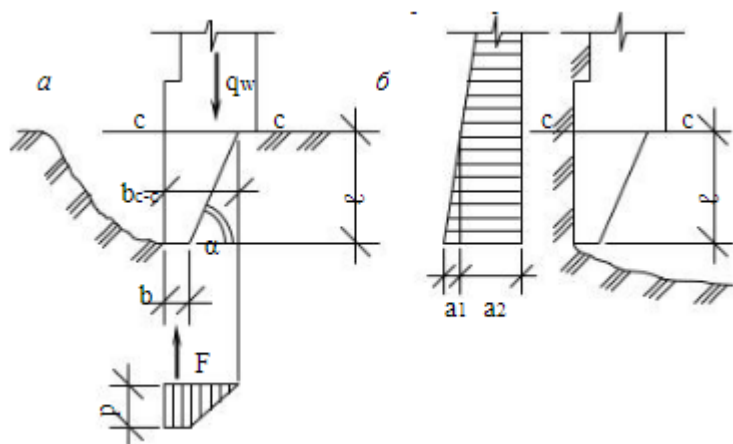


Рисунок 10.4 – Розрахункові схеми ножа колодязя: а – початок занурення; б – кінець занурення

4. Розрахунок стінок колодязя на розтягнення при зануренні. Іноді в зв'язку з тим, що під час занурення колодязя сили тертя на верхній частині виявляються набагато більшими, ніж на нижній частині (це буває, коли після прорізання щільного шару нижня частина колодязя опиняється в слабкому шарі), виникає потреба перевірки армування стінки на розтягнення силою, яку визначають за формулою

$$N = G_w - T_z \text{ або } N = \gamma_p T_z$$

залежно від співвідношення висоти верхнього шару і глибини занурення колодязя, де T_z – розрахункова сила тертя в міцному верхньому шарі ґрунту, кН.

5. Розрахунок колодязя на вигин у разі зняття прокладок на початку занурення. В цьому випадку секцію колодязя перевіряють на вигин як балку з двома консолями, яка спирається на останні чотири підкладки. Крім цього, враховують, що колодязь працюватиме як балка, що обперта кінцями, або в разі утворення точки опори посередині як консоль із вильотом, рівним половині довжини колодязя.

Розрахунки на експлуатаційні навантаження виконують у такій послідовності:

1. Перевірка міцності зовнішніх та внутрішніх стін, колон, днища і перекриттів. Стінки, днище та перекриття розраховують на додаткові навантаження, які виникають в процесі експлуатації (підняття рівня ґрунтової води, засипання ґрунту до планувальної позначки, зведення будівель і споруд або розміщення обладнання поблизу від колодязя). Міцність та стійкість елементів конструкцій колодязя, а також колодязя в цілому повинні бути забезпечені в будь-яких умовах експлуатації.

2. Перевірка можливості спливання колодязя. Цей розрахунок виконують на розрахункові навантаження за формулою

$$\frac{\sum G + T_1 + Q}{A_w H_w \gamma_w} \geq \gamma_{bm}$$

де ΣG – вага всіх будівельних конструкцій, кН; T_1 – загальні сили тертя стінок колодязя по ґрунту, кН; Q – привантаження колодязя або сили анкерування, кН; A_w – площа підшви колодязя, м²; H_w – розрахункове підняття рівня ґрунтової води над основою днища колодязя, м; γ_w – питома вага води, кН/м³; γ_{et} – коефіцієнт надійності від спливання, $\gamma_{et}=1,2$.

3. Перевірка можливості зрушення за підшвою колодязя, а також загальної стійкості споруди разом з основою (в разі великих однобічних навантажень).

11 ФУНДАМЕНТИ ТИПУ СТІНА В ГРУНТІ

Як було зазначено вище, будівництво заглиблених у ґрунт споруд у нестійких ґрунтах із високим рівнем ґрунтової води здійснюють найчастіше за допомогою опускних колодязів або кесонів. Але такі фундаменти потребують значних витрат, а будівельні роботи можуть виконувати тільки спеціалізовані організації. Іноді застосування їх узагалі неможливе, наприклад поряд з існуючими капітальними спорудами, бо практично неможливо виключити надходження насичених водою ґрунтів (пливуні, глини текучої консистенції) до колодязя або кесона.

У таких випадках доцільно використовувати сучасний метод будівництва заглиблених споруд, яким є шліщові фундаменти або “стіна у ґрунті”.

Суть методу полягає в тому, що вертикальні стіни заглибленого в ґрунт приміщення зводяться у вузьких глибоких траншеях. Стінки траншей не спливають і не руйнуються завдяки заповненню їх рідиною у вигляді глинистої суспензії. Після завершення земляних робіт траншеї заповнюють монолітним залізобетоном, ґрунтовими сумішами або в них опускають збірні панелі.

Таким методом можна створити несучі конструкції заглибленого приміщення або сформувати протифільтраційні діафрагми (ПФД) для захисту навколишнього середовища від шкідливого забруднення.

В Україні таким методом збудовано немало споруд, серед яких насосні станції для мереж водопроводу та каналізації, корпуси приймання та первинного дроблення руди, приміщення металургійних заводів, ПФД на гірничозбагачувальних комбінатах та нафтопереробних заводах, атомні реактори, технологічні підвали, підземні переходи, гаражі, підвали висотних будинків, приміщення метрополітену тощо.

Метод “стіна в ґрунті” має суттєві позитивні якості. Цей тип фундаментів можна широко використовувати в безпосередній близькості до діючих

об'єктів, об'єм земляних робіт дуже малий, виключена необхідність у відкачуванні води й зворотному засипанні.

Іноді “стіна в ґрунті” є єдино можливим варіантом будівництва, наприклад, коли споруда в плані має великі розміри і складну конфігурацію, споруджується в складних кліматичних умовах або має незамкнений лінійно протяжний характер.

Заглиблені споруди з метою уніфікації проектують переважно круглими з діаметром 7, 8, 10, 12, 15, 18, 21, 24, 30, 36, 42 м. Глибину такого фундаменту приймають кратною 0,6 м.

Стінки з монолітного залізобетону приймають 0,5–1,2 м завтовшки, а в збірному варіанті – 0,3–0,8 м.

Розроблення траншей виконують під захистом суспензії за допомогою бурових агрегатів, бурофрезерних машин, ковшових машин грейферного типу або екскаваторів. Вони дають змогу влаштовувати траншеї шириною 0,4–1,1 м, глибиною від 10 до 50 м, а іноді й до 300 м. Вибір раціонального механізму проводять у два етапи. Спочатку вибирають технічно можливі і практично реальні варіанти, а потім за техніко-економічними підрахунками – найбільш економічний.

Так, при глибині траншей від 7 до 15 м та нескельних ґрунтах слід використовувати ковшові механізми (зворотна лопата, грейфер, драглайн, штанговий екскаватор).

При глибині 15—25 м у нескельних, а особливо в слабких ґрунтах, слід віддавати перевагу грейферам, бурофрезерним машинам.

Під час виконання робіт у скельних ґрунтах на будь-яку глибину слід використовувати обертове або ударне буріння.

Велику увагу приділяють виготовленню глинистої суспензії, яка заповнює траншеї та створює гідростатичний тиск для захисту стінок від руйнування. Цей тиск повинен бути більшим за тиск від власної ваги зволоженого ґрунту і ґрунтової води.

Щоб досягти необхідної щільності суспензії в польових умовах, склад суспензії треба постійно контролювати, інакше на поверхні стінок траншей не можна створити суцільний та водонепроникний екран. Досліди показали, що таким вимогам відповідає двошарове покриття. Перший його шар – це замулений шар ґрунту, де значні пори на деяку глибину заповнено суспензією. Другий шар – це глиниста кірка, яка утворюється в результаті фільтрації води, що відокремлюється від суспензії. Для цього суспензія має бути тиксотропною, тобто в стані спокою переходити в гель, а після струшування перетворюватися у золь, втрачати структуру, зменшувати в'язкість. У практиці для створення суспензій використовують бентонітові глинисті суспензії, а іноді й місцеві глини з високим числом пластичності.

Так, під час будівництва ПФД поблизу Києва використовували озерні глини, які мали вміст глинистих частинок 38 %, число пластичності $I_p = 18$ %.

Суспензія з цієї глини мала щільність $\rho = 1,16 \dots 1,18$ т/м³, добове устоювання 38%, водовіддавання 120 см³ за 0,5 години, в'язкість 17 с.

Виготовлення суспензії та її зберігання проводиться на так званому “глинистому господарстві”, яке має глинозмішувачі, розчинозмішувачі, насоси і т. ін. Звідси суспензію та розчин подають до траншеї. Роботи з використанням бурофрезерної машини починають з уведення агрегату разом із напрямним шаблоном та пульповідною трубою до забою. У міру опускання буровий снаряд зрізує стружку ґрунту близько $\frac{1}{3}$ діаметра завтовшки. Далі за допомогою ерліфта зрізаний ґрунт разом із суспензією піднімають нагору для дальшого очищення, а в траншею подають нову суспензію. Коли проектної глибини траншеї досягнуто, буровий снаряд холостим ходом переміщують нагору, і після пересування агрегату на $\frac{1}{3}$ діаметра снаряда цикл повторюється. Завдяки деякій несинхронності роботи агрегату, яка пов'язана з тим, що ерліфт працює безперервно, а буровий снаряд – циклічно, виникає перекачування суспензії. Тому після проходження пульпи крізь гідроциклонну установку і розділення її на

суспензію та буровий шлам частину суспензії перекачують у запасну ємність, а шлам переміщують у відвал.

В Україні розроблено конструкцію широкозахватного грейфера, який працює без лідерної свердловини. Опускання та піднімання грейфера можна виконувати без розхитування, а вимивання пульпи під час підйому неможливе за рахунок установа кришок. Працює грейферна установка, як і в попередньому випадку, під захистом глинистої суспензії.

Французька фірма “*Ponosol*” запропонувала монтувати залізобетонні панелі в траншею, заповнену твердіючим розчином, до складу якого входить на один кубічний метр 20–30 кг бентонітової глини, 150–400 кг цементу. Збірні залізобетонні панелі мають вертикальний стик “паз–гребінь”, який забезпечує водонепроникність та щільність. Панелі заводять у так званий “комір” – форшахту, який створено з кутової або прямокутної залізобетонної конструкції.

Під час установа панелей твердіючий розчин повинен бути рухомим з такими ж властивостями, як і у суспензії. Згодом він тужавіє й втрачає рухомість, що затримує витікання його до суміжної ділянки. У той же час стежать за тим, щоб швидкість твердіння не стала занадто великою, інакше буде важко очищати паз панелей.

Найчастіше передбачають таку послідовність робіт (рис. 11.1).

Починають роботи з улаштування коміра (форшахти) та готування суспензії. Потім під захистом суспензії розробляють траншею до проектної позначки і заповнюють монолітним або збірним залізобетоном. Улаштовують обв’язку у вигляді залізобетонного пояса по верху стінки. Далі розробляють ґрунт у середині споруди і влаштовують дно, перегородки та інші конструкції.

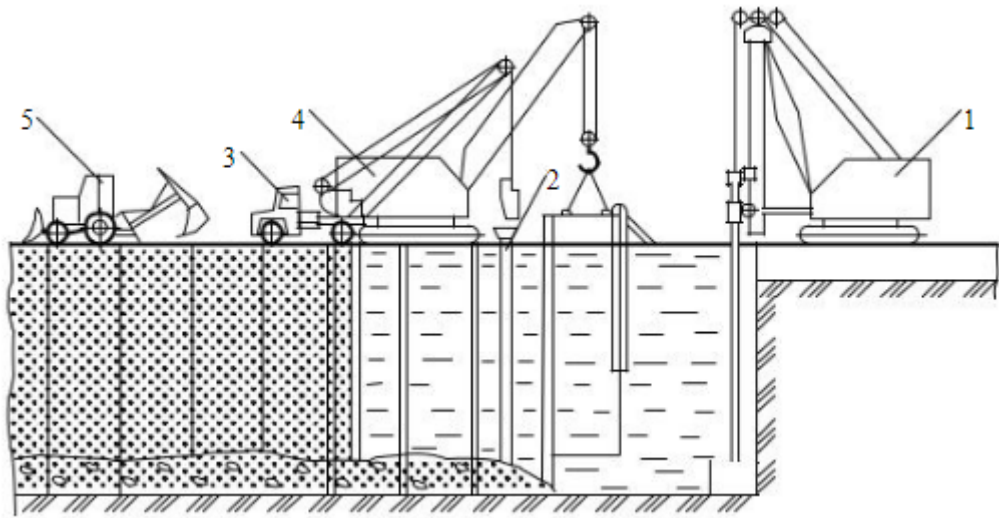


Рисунок 11.1 – Технологічна схема влаштування «стіни в ґрунті»: 1 – штанговий екскаватор, 2 – бетонолитна труба, 3 – автокран для укладання бетону, 4 – кран для монтажу панелей, 5 – механізм для зворотної засипки

Можливе влаштування окремих фундаментів складного окреслення в плані, наприклад у вигляді тавра, двотавра, хреста, зірки тощо. У таких випадках під захистом суспензії пробурюють спочатку дві свердловини на відстані 1,5 діаметра одна від одної. Далі їх заповнюють бетоном, після початку тужавіння його доводять до потрібної міцності і між свердловинами бурять третю, яку також заповнюють бетоном. Роботу продовжують доти, доки не буде створено опору потрібного перерізу. Такі фундаменти сприймають значне горизонтальне та вертикальне навантаження, а також згинальні моменти. Несучу здатність подібної конструкції визначають за принципами визначення несучої здатності паль-стояків або висячих паль.

Параметри суспензії в проекті встановлюють за такими показниками, як в'язкість – характеристика рухливості розчину, добове устоювання (водовідділення), водовіддавання і, головне, щільність (для бентонітових глин - $1,03 \dots 1,06$, а для місцевих – $1,15 \dots 1,30 \text{ т/м}^3$)

12 ШТУЧНІ ОСНОВИ. МЕТОДИ ПОЛІПШЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ

У будівельній практиці часто зустрічаються ґрунти несприятливі для використання їх як природні основи. До них належать пухкі піски, ґрунти насипні, слабкі водонасичені, а також ґрунти, що отримали загальну назву структурно-нестійких. Характерною рисою таких ґрунтів є значні і, як правило, нерівномірні деформації під навантаженням унаслідок недостатньої структурної міцності. Використання структурно-нестійких ґрунтів як основ у їх природному вигляді може бути причиною втрати стійкості фундаментів і будівель у цілому. Під час проектування об'єктів будівництва на слабких ґрунтах зовсім не означає застосування в таких випадках тільки пальових фундаментів.

12.1 Штучні основи, які виготовляють методами поверхневого та глибинного ущільнення

Динамічним способом ущільнюють глинисті ґрунти (при коефіцієнті водонасичення $S_r \leq 0,7$) і піски від малого ступеня водонасичення до насичених водою. Ущільнення водонасичених глинистих ґрунтів короточасним навантаженням неможливе через довгочасність процесу витіснення води з пор ґрунту. Потрібну щільність ґрунту ρ_{ds} , який ущільнюють, визначають через щільність сухого ґрунту ρ_d чи через коефіцієнт ущільнення k_s , що являє собою відношення фактично отриманого значення щільності сухого ущільненого ґрунту ρ_{ds} до його максимального значення за стандартним ущільненням ρ_{dmax} :

$$k_s = \frac{\rho_{ds}}{\rho_{dmax}}$$

Орієнтовно ρ_{dmax} може бути визначена як

$$\rho_{dmax} = \frac{\rho_s}{(1 + w_0 \rho_s)}$$

де w_0 – оптимальна вологість ґрунту, яку при поверхневому ущільненні важкими трамбівками орієнтовно приймають $W_0 \approx W_p - (0,01 \div 0,03)$, а при укочуванні $W_0 \approx W_p$; W_p – вологість на межі розкочування.

Ущільнення ґрунтів важкими трамбівками здійснюють шляхом скидання трамбівки масою 2–6 т із розвинутою підошвою на поверхню ґрунту. Кількома ударами по одному сліду, а потім із частковим перекриттям слідів за площею досягають ущільнення ґрунту на глибину, приблизно рівну діаметру підошви трамбівки. Спосіб успішно використовується для поверхневого ущільнення лесових просадочних ґрунтів. При виборі трамбівки враховують вантажопідйомність базової машини й товщину шару ґрунту, що ущільнюється. Залежність між товщиною шару, що ущільнюється, h_0 і діаметром частини трамбівки b , що стикається з ґрунтом, визначають за формулою

$$h_0 = kb$$

де k – коефіцієнт, який дорівнює відповідно для пісків 1,3; супісків – 1,1; суглинків – 1 і глин – 0,9.

Масу трамбівки визначають з умови

$$M = \sigma_r A$$

де σ_r – питомий статичний тиск трамбівки (відношення її ваги до площі основи A) повинен бути для пісків не менший ніж 15 кПа, а для глинистих ґрунтів – 20 кПа. Кількість ударів трамбівки по одному сліду для досягнення необхідної щільності сухого ґрунту залежить від маси трамбівки (чим більша маса трамбівки, тим меншу кількість ударів виконують по одному сліду). Ущільнення ґрунтів супроводжується зниженням їх поверхні. Цю величину необхідно враховувати при призначенні глибини відкопування котловану з недобором ґрунту

$$\Delta h = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{ds}}\right) h m_c$$

де ρ_d , ρ_{ds} – щільність сухого ґрунту відповідно до і після ущільнення; m_c – коефіцієнт, що враховує бічне розширення ґрунту: при ущільненні в один слід – 1,2; у два сліди – 1,1; у три та більше слідів – 1.

При ущільненні ґрунтів важкими трамбівками критерієм є проектний відказ трамбівки (осідання її за один удар). Цю величину визначають у процесі дослідного трамбування. Вона орієнтовно становить: для пісків – 1 см, глинистих ґрунтів – 1,5 см. Вважається, що продовження ущільнення ґрунту після досягнення проектних значень відказів неефективне.

Глибинне ущільнення просадочних і насипних ґрунтів полягає в тому, що падаючою важкою циліндричною трамбівкою масою 2,5 т пробивають свердловини з витисканням ґрунту в боки з подальшим заповненням їх місцевим ґрунтом із пошаровим трамбуванням. Навколо кожної свердловини утворюється зона ущільненого ґрунту діаметром, що в 2–4 рази перевищує діаметр свердловини d . Свердловини можна проходити й методом гвинтового продавлювання спіралеподібними снарядами. Група таких свердловин створює масив ущільненого ґрунту з підвищеними механічними властивостями. Відстань між центрами свердловин l визначають за формулою

$$l = 0,95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}}$$

Масу ґрунтового матеріалу оптимальної вологості, необхідного для набивання 1 м довжини свердловини, визначають за формулою

$$m = k_g A \rho_{ds} (1 + w)$$

де k_g – коефіцієнт, що враховує збільшення діаметра свердловини при втрамбуванні ґрунту: для супісків – 1,4; суглинків і глин – 1,1; A – площа поперечного перерізу свердловини; ρ_{ds} – щільність сухого ґрунту, що його засипають у свердловину, приймають $\rho_{ds}=1,75$ т/м³ ; w – вологість цього ґрунту.

Глибинне ущільнення ґрунтів за допомогою ґрунтових паль також виконують із метою усунення просідання. Аналогічно проводять ущільнення водонасичених ґрунтів піщаними палями. Пробивають свердловини під захистом інвентарної труби. У процесі заповнення свердловини ущільненим піском інвентарну трубу поступово вилучають. Глибинне віброущільнення пухких піщаних ґрунтів здійснюють спеціальним снарядом, з'єднаним із вібратором. Ефективність методу підвищується у водонасичених пісках або при подаванні води в процесі ущільнення.

У Київському НТУБА запропоновано спосіб закріплення слабкого водонасиченого ґрунту, який підстилає намив, шляхом транспортування піску намиву в слабкий шар указаним снарядом. При цьому досягають підвищення механічних властивостей слабкого ґрунту. Ущільнення ґрунтів вибухом застосовують для водонасичених піщаних ґрунтів, гравію, гальки, щебеню і кам'яної накиді, а також попередньо насичених водою просадочних ґрунтів.

Для вибухового способу ущільнення ґрунтів характерні значна потужність розроблюваної товщі, можливість вибуху зарядів на будь-яких глибинах нижче від поверхні ґрунту, в тому числі і під водою, висока однорідність ущільненого ґрунту. Трудомісткість і вартість ущільнення вибухом значно менші, ніж при інших методах ущільнення ґрунтів. До числа недоліків способу відносять необхідність виконання правил техніки безпеки й можливість впливу вибуху на існуючі будівлі та споруди.

Спосіб поліпшення слабкого підстильного пласта ґрунту оснований на втрамбовуванні в ґрунт щебеню. З метою збереження земель, придатних для сільського господарства, під будівництво відводять ділянки із складними інженерно-геологічними умовами, часто в долинах річок, у межах міст і промислових зон. Будівництво тут ведуть після влаштування намиву, що перекриває відклади стариць та боліт. У результаті утворюються товщі ґрунтів, у яких під намитим піском залягають прошарки мулів, торфів і заторфованих ґрунтів. Потужність їх звичайно невелика, від 1 до 3 м, проте

прорізати їх необхідно палями (рис.12.1). Послідовність улаштування фундаменту на слабкому підстильному шарі, який укріплено втрамбовуванням щебеню (пробивання свердловини, стадії втрамбовування щебеню, влаштування фундаменту мілкого закладання): 1 – намитий ґрунт; 2 – слабкий шар; 3 – підстильний шар; 4 – циліндрична трамбівка; 5 – порції щебеню; 6 – свердловини; 7 – фундамент.

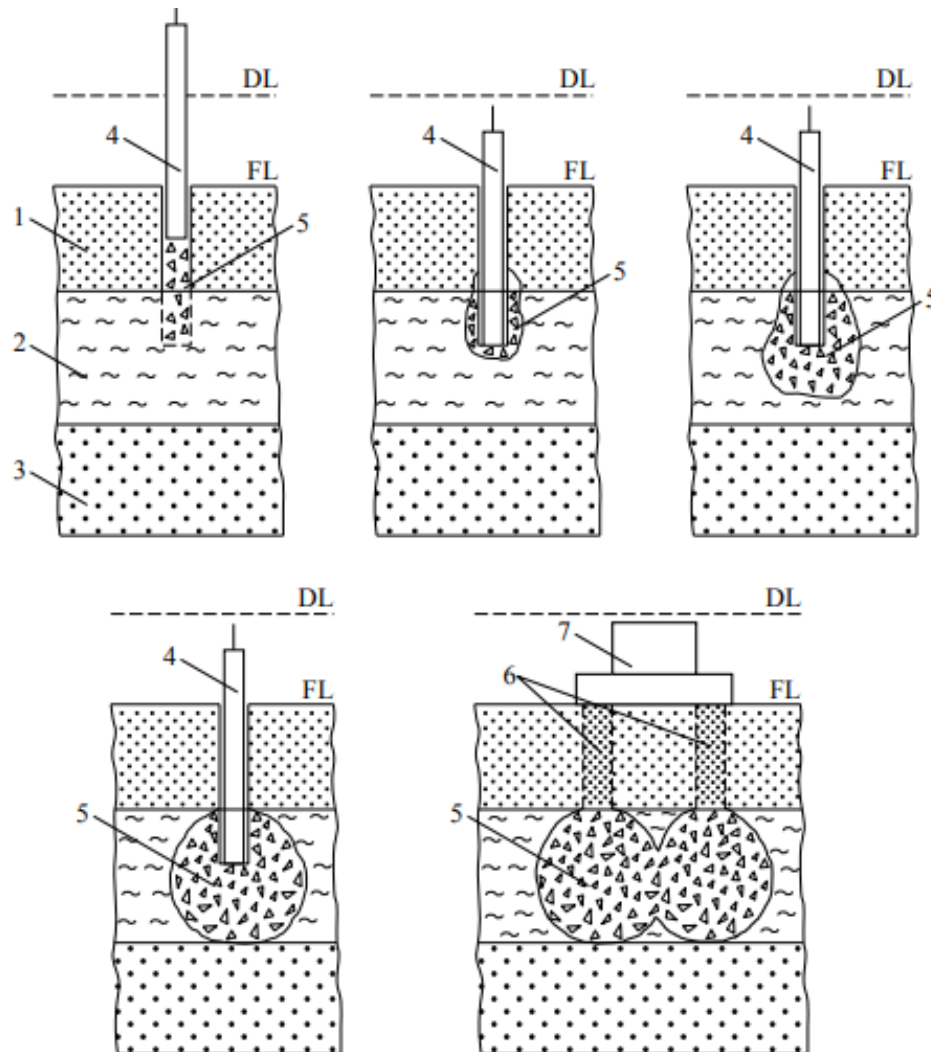


Рис. 12.1. Послідовність улаштування фундаменту на слабкому підстильному шарі, який укріплено втрамбовуванням щебеню (пробивання свердловини, стадії втрамбовування щебеню, влаштування фундаменту мілкого закладання): 1 – намитий ґрунт; 2 – слабкий шар; 3 – підстильний шар; 4 – циліндрична трамбівка; 5 – порції щебеню; 6 – свердловини; 7 – фундамент

У ПолтНТУ розроблено і впроваджено спосіб посилення слабкого шару, який підстилає налив, шляхом утрамбовування щебеню через окремі пробиті свердловини. Спосіб полягає в тому, що в налитому піску влаштовують котлован на проектну позначку, яка відповідає подошві фундаменту неглибокого закладання. Потім за допомогою устаткування для пробивання свердловин у налитому піску пробивають свердловини до слабкого шару і через них утрамбовують щебінь для витиснення слабкого ґрунту. Після закінчення втрамбовування щебеню свердловину заповнюють піском із пошаровим ущільненням тією ж трамбівкою. На підготовлених таким чином основах споруджують фундамент мілкового закладання. На рис. 12.1 показано технологію запропонованого способу.

12.2 Ґрунтові подушки

Для заміни слабкого стисливого ґрунту під подошвою фундаментів у розроблений котлован чи траншею укладають з ущільненням шари місцевого піску чи глинистого ґрунту. Це дає можливість знизити глибину закладання фундаментів, збільшити міцність основи, зменшити осідання. Метод дістав назву ґрунтових подушок.

Подушки з піску використовують для заміни насипних, слабких піщаних або глинистих ґрунтів вище від рівня ґрунтової води і нижче від розрахункової глибини промерзання ґрунту. Матеріалом для таких подушок є крупні піски або піски середньої крупності. Після розроблення котловану на глибину закладання фундаменту і висоти самої подушки на дно відсипають шарами 20 – 40 см пісок, його зволожують, ущільнюють вібраторами чи механічними трамбівками. Слід використовувати піски без органічних домішок і мерзлих включень. Котлован для влаштування подушок розробляють ширшим, ніж ширина фундаменту, який може бути стрічковим, окремим, перехресним або із суцільної залізобетонної плити.

Піщані подушки розподіляють тиск від фундаменту на більшу площу і завдяки розсіюванню напружень зменшують його вплив на слабкий підстильний шар. У водонасиченому ґрунті, який погано утримує укоси і не сприймає горизонтального навантаження, подушки передбачають значно більшої ширини, ніж підшва фундаменту, тому в таких умовах доцільно подушку влаштовувати між бічними шпунтовими стінками.

Висоту піщаної подушки визначають з урахуванням розрахункового опору слабого ґрунту на рівні підшви подушки. Повинна задовольнятися умова

$$\sigma_{zg.H} + \sigma_{zp.H} = \sigma_{zg.H} + \alpha(P - \sigma_{zg.0}) \leq R_{wb}$$

де $\sigma_{zg.H}$ – тиск від власної ваги ґрунту на глибині, що дорівнює відстані від поверхні до рівня підшви подушки, кПа; $\sigma_{zp.H}$ – додатковий тиск на рівні підшви, кПа; R_{wb} – розрахунковий опір слабого ґрунту на глибині z , кПа.

Для визначення висоти подушки можна використати графік (див. рис. 12.2). Висоту подушки визначають за точкою перетину епюри сумарного тиску $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ з епюрою розрахункового опору слабого ґрунту.

Висоту піщаної подушки можна також визначити за графіком. Його використовують для попередніх розрахунків подушки під окремі квадратні або прямокутні фундаменти, а також стрічкові фундаменти. Послідовність визначення висоти подушки за допомогою графіка така:

1. За проектним значенням щільності піщаної подушки і типом піщаного ґрунту за таблицею В.1 додатка В до ДБН В.2.1-10-2009 встановлюють кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення.
2. За таблицею Е.2 додатка Е до ДБН В.2.1-10-2009 визначають розрахунковий опір матеріалу подушки R_b .
3. Використовуючи фізико-механічні показники слабого ґрунту, визначають розрахунковий опір слабого ґрунту R_{wb} .
4. Встановлюють розміри фундаменту, що спирається на подушку.
5. Визначають із співвідношення розрахункових опорів $\alpha = R_{wb}/R_b$.

6. З графіка (рис. 12.3) за α встановлюють співвідношення висоти подушки та ширини підосви фундаменту $m = d_b/b$, а також саму висоту подушки $d_b = mb$.

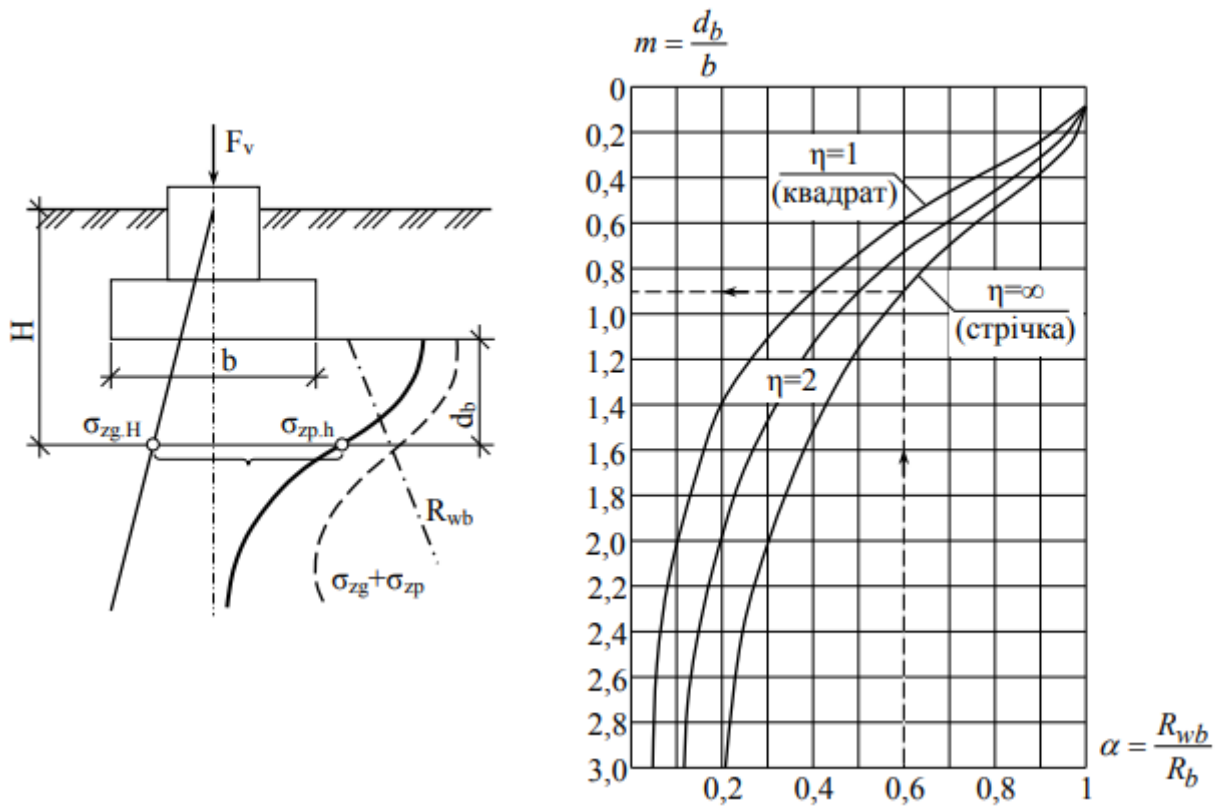


Рис. 12.2. Схема для розрахунку висоти піщаної подушки (суцільною тонкою лінією та окремі епюра тиску від власної ваги ґрунту, суцільною жирною – епюра додаткового тиску, штриховою – сумарна епюра тиску, штрих-пунктирною – епюра розрахункового опору слабкої основи) та окремі фундаменти: $m = db/b$ – показана епюра тиску від власної ваги ґрунту, суцільною жирною – епюра додаткового тиску, штриховою – сумарна епюра тиску, штрих-пунктирною – епюра розрахункового опору слабкого ґрунту R_{wb} до розрахункового опору матеріалу подушки R_b

Подушки, які утворюють з глинистого ґрунту, найчастіше застосовують у ґрунтових умовах I типу за просадочністю чи тоді, коли

потрібно створити водонепроникний екран. Доцільно використовувати цей метод, якщо коефіцієнт $S_r \leq 0,7$ водонасичення ґрунту на глибину частини або всієї деформованої зони. Розробляють котлован на глибину, яка складається з глибини закладання фундаменту і висоти самої подушки. Далі ґрунт, раніше виїнятий із котловану, вкладають шарами завтовшки 0,2 – 0,3 м на дно, обробляють котками або трамбівками до щільності сухого ґрунту $\rho_{ds}=1,6...1,7$ т/м³. При цьому вологість ґрунту повинна бути близькою до вологості на межі розкочування: $W_0 \approx W_p$.

Товщину подушки призначають з умови повної ліквідації можливості просідання в її межах, а також з урахуванням того, що загальна деформація основи (просідання й осідання) не може перевищувати граничні деформації за нормами.

Товщину подушки h_s можна визначити за формулою

$$h_s = \frac{(P - P_{sl})b}{P_{sb}}$$

де P та P_{sl} – відповідно середній тиск на рівні підшви подушки і початковий тиск просадочності, кПа. Розміри подушок приймають залежно від розмірів фундаментів, їх окреслень у плані, тиску, який діє на ґрунт.

Якщо подушку використовують для ліквідації властивостей просідання, її габарити можна визначати за формулами

$$b_s = b(1 + 2K_h) \quad l_s = l + 2bK_h$$

де b та l – ширина і довжина фундаменту, м; K_h – коефіцієнт розподілення горизонтальної деформації, $K_h=0,3...0,4$ залежно від величини тиску; b_s та l_s – ширина й довжина подушки в її нижній частині. Ширина подушки на рівні підшви фундаменту повинна бути більшою за ширину підшви фундаменту не менше ніж на 0,6 м.

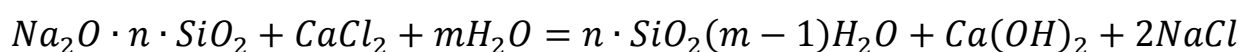
12.3 Штучні основи, які утворюють за допомогою фізико-хімічних процесів

Певне поширення в практиці будівництва здобула силікатизація, тобто нагнітання в ґрунт розчинів, котрі в своєму складі містять силікат натрію (рідке скло). Якоюсь мірою силікатизація нагадує процес, що виникає у природних умовах при створенні пісковиків. Однорозчинна силікатизація полягає в закачуванні в лесовий ґрунт через ін'єктори (металеві перфоровані труби, змонтовані з ланок 1...1,5 м завдовжки та діаметром 38 мм) рідкого розчину силікату натрію з добавками коагуляторів. Залежно від технологічної схеми ін'єктори розташовують вертикально, похило або горизонтально щодо поверхні ґрунту.

При дворозчинній силікатизації через ін'єктори під тиском 0,2–0,3 МПа по черзі нагнітають розчини рідкого скла (Na_2O і SiO_2) і хлориду кальцію (CaCl_2). Такий метод використовують для закріплення пісків. Закріплювач подають при зануренні ін'єкторів зверху вниз, а розчин для тужавіння маси під час зворотного руху ін'єкторів – знизу вгору.

Взаємодія силікату натрію з сіллю типу хлориду кальцію, яка міститься в природному ґрунті, приводить до утворення гелю кремнієвої кислоти. Останній із часом тужавіє. Через 28 діб міцність цього матеріалу досягає 0,4...1,5 МПа.

Найбільший ефект використання такого прийому виникає при закріпленні лесового ґрунту з коефіцієнтом фільтрації більше ніж 0,2 м/добу. При цьому відбувається: зниження пористості на 7%; збільшення щільності на 6%, зчеплення до 8,5 разів, кута внутрішнього тертя майже до 1,2 раза, модуля деформації до 6 разів; зменшення коефіцієнта відносної просадочності у 15 разів. Реакція закріплення має вигляд



Перший член правої частини формули – гель кремнієвої кислоти. Використання силікатизації дозволяє надійно закріплювати незабруднені

хімічними речовинами ґрунти. Коли використовувати цю рецептуру для закріплення ґрунтів, забруднених кислими промисловими стоками, виникає явище швидкого гелеутворення з кольматацією пор ґрунту навколо ін'єктора. Як наслідок – неможливість або ускладненість просочування розчину у ґрунт. Це призводить до неоднорідного закріплення («острівна силікатизація»).

Для закріплення лесового ґрунту використовують також газову силікатизацію, при якій, крім закачування розчину рідкого скла, через ін'єктори в ґрунт нагнітають вуглекислий газ. Останній сприяє швидкому та повному тужавінню закріпленої маси ґрунту.

Щоб мати надійні результати силікатизації ґрунтів, необхідно на кожному будівельному майданчику проводити детальні дослідження, у тому числі хімічні аналізи ґрунтів і дослідні роботи, для того щоб на основі цих даних підібрати відповідну рецептуру закріплення і спосіб подавання розчину в ґрунт. Основна задача при підбиранні рецептури – визначення оптимального терміну гелеутворення для конкретних умов закріплення.

Закріплення ґрунту за допомогою силікатизації використовують для створення суцільного масиву закріпленого ґрунту під стрічкові фундаменти або плити та у вигляді поодиноких масивів, між якими є ділянки незакріпленого ґрунту, під окремі фундаменти.

Закріплення ґрунтів лужними розчинами можна вважати альтернативою силікатизації при закріпленні водонасичених лесових ґрунтів. У ґрунт за технологією силікатизації подають лужний розчин високої концентрації (більше ніж 2,5 рН). Для цього використовують розчин гідрооксиду натрію (каустик). З часом, внаслідок взаємодії глинистих мінералів із лугом, ґрунт набуває високої міцності і водостійкості при порівняно невеликих загальних витратах.

Смолізацію, тобто нагнітання в ґрунт карбамідної смоли з соляною чи щавлевою кислотою, використовують для закріплення пісків. Технологія робіт аналогічна тій, яку застосовують при силікатизації. Деякою перевагою

смолізації перед силікатизацією є можливість досягнення більшої міцності закріпленого масиву. Залежно від коефіцієнта фільтрації ґрунту радіус закріплення r під час смолізації коливається від 0,3 до 1 м. Відстань між ін'єкторами приймають $l_d=1,5\dots1,7r$, що дає можливість створити суцільне закріплення масиву.

Для закріплення ґрунту, що має велику водопроникність (вивітрілі скельні породи, гравій, галька, гравійні та крупні піски), іноді застосовують цементацию. Вона полягає в нагнітанні в ґрунт суміші цементу, води і добавок у вигляді дрібного піску, кам'яного борошна, іноді бентонітової глини, а також хімічних речовин для прискорення чи, навпаки, сповільнення тужавіння розчину.

Обладнання для цементации використовують те ж саме, що й для силікатизации або смолізації. Для того щоб виключити просочування розчину через свердловину нагору, верхню її частину влаштовують більшого діаметра і заповнюють цементним розчином, а потім після його тужавіння та утворення цементного стовпа через нього знов пробурюють свердловину. Для цементации використовують розчинонасоси. Радіус закріплення визначають досліdom.

Для зниження водопроникності масиву іноді застосовують нагнітання розплавленого бітуму або бітумної емульсії в скельну породу. У цьому випадку ін'єктори розташовують на відстані 0,8–2 м. Для того щоб бітум не холонув під час закачування його в ін'єктори, останні обігрівають за допомогою електроструму. Закачування бітумної емульсії такого обігрівання не потребує. Бітумізацию використовують також для утворення водонепроникних завіс.

Суть термічного закріплення ґрунту полягає в спалюванні рідкого, твердого, газоподібного палива, яке через форсунку під тиском подають у пробурені свердловини у товщах лесових ґрунтів, котрі віднесено до ґрунтових умов II типу. Одночасно в свердловину за допомогою компресора через трубу подають повітря, щоб забезпечити горіння факела. Після

підвищення температури в свердловині до 400 °С починається активне випалювання лесового ґрунту по її стінках. Випалювання продовжують протягом 5...10 діб із регулюванням рівня тиску та місця обмежуючого сальника в свердловині. Створюється стовп випаленого ґрунту діаметром 1,5...3 м. Найбільша висота стовпа – 18–19 м.

Якщо коефіцієнт фільтрації слабкого ґрунту менший за 0,2 м/добу, застосовувати силікатизацію неможливо, як і інші з розглянутих вище прийомів закріплення. Відомо, що при пропусканні через ґрунт постійного електроструму виникає рух вільної та зв'язної води від позитивного електрода (анода) до негативного (катода). Це явище одержало назву електроосмосу.

Якщо відкачувати воду, що скупчується біля катода, можна значно зменшити вологість ґрунту. Якщо розмістити електроди паралельними рядами на відстані 0,5-3 м і підключити до одного ряду позитивний полюс генератора постійного струму, а до другого – негативний, то, використовуючи як катоди звичайні голкофільтри, можна порівняно легко осушити глинисті ґрунти з малими коефіцієнтами фільтрації, з яких інакше відкачати ґрунтову воду неможливо. На рис. 12.4 показана схема обладнання для використання явища електроосмосу.

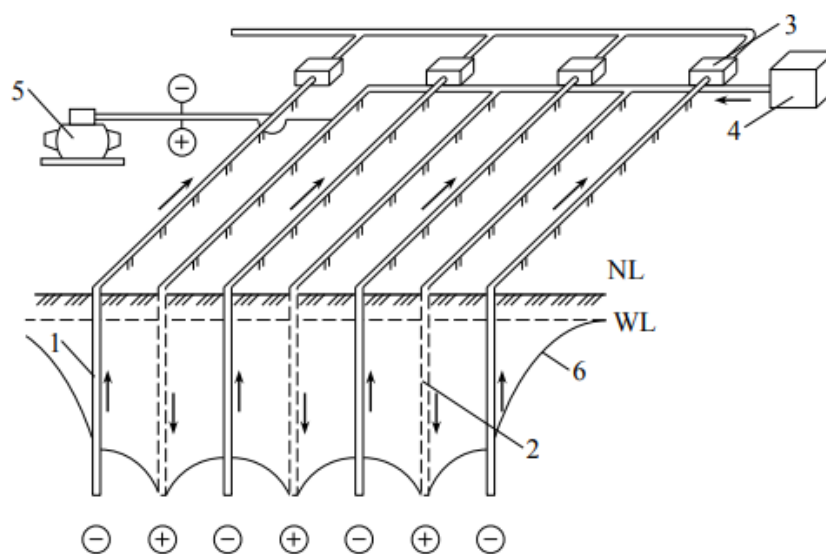


Рис. 12.4. Осушення та електрохімічне закріплення ґрунту: 1 – голкофільтри (католи); 2 – ін'єктори для нагнітання сольових розчинів

(аноде); 3 – насоси для відкачування ґрунтової води; 4 – насос для нагнітання розчину; 5 – генератор постійного струму; 6 – депресійна крива

Удосконалюючи таку схему, можна і позитивні електроди (аноде) зробити перфорованими й нагнітати через них у ґрунт рідке скло та коагулятори. Одночасно з рухом води в цьому випадку відбувається закріплення ґрунту. Відстань між електродами приймають таку ж, як і для електроосмосу, а щільність струму визначають дослідним шляхом.

Електрохімічне закріплення ґрунту базується на спроможності іонів заліза, дисоційованих при пропусканні постійного електричного струму, вступати в реакцію з ґрунтом, утворювати з ним цементуючі з'єднання. Після пропускання електричного струму навкруги сталевих паль міцність ґрунту підвищується за рахунок: спроможності електролітично асоційованого заліза утворювати у ґрунті цементуючі новоутворення; участі реакційно спроможного кремнезему, що міститься у ґрунтах і теж утворює цементуючі з'єднання під впливом постійного електроструму. При здійсненні водозниження в слабких водонасичених ґрунтах можливе поступове ущільнення шару. Якщо на будівельному майданчику влаштувати водозниження, то осушення масиву буде супроводжуватися його компресійним самоущільненням. Швидкість самоущільнення залежить від швидкості відкачування. Слід мати на увазі, що у глинистих ґрунтах із малим коефіцієнтом фільтрації процес самоущільнення може тривати десятиліттями. Це стосується насамперед дуже пористих водонасичених глин і суглинків, а також торфів. Для прискорення ущільнення таких ґрунтів використовують додаткове навантаження шару слабого водонасиченого ґрунту насипом і улаштуванням водозбірних дрена у шарі слабого водонасиченого ґрунту (рис. 12.5.)

Дренування полягає в створенні штучних пор для руху ґрунтової води в завчасно передбаченому напрямі. Для цього поверхню ділянки планують зі схилом від середини до краю, на неї укладають шар матеріалу, що добре

фільтрує. У товщі слабкого ґрунту влаштовують піщані палі чи за допомогою механізмів занурюють картонні дрени заводського виготовлення. План розміщення дрен, їх переріз і відстань між ними встановлюють розрахунком, виходячи з умови 90-відсоткової консолідації деформацій основ або залежно від строку ущільнення ґрунту будівельного майданчика. Дрени розміщують у вершинах квадратів або рівнобічних трикутників із відстанями між піщаними стовпами 1,5–3 м, а між дренами 0,5–2 м.

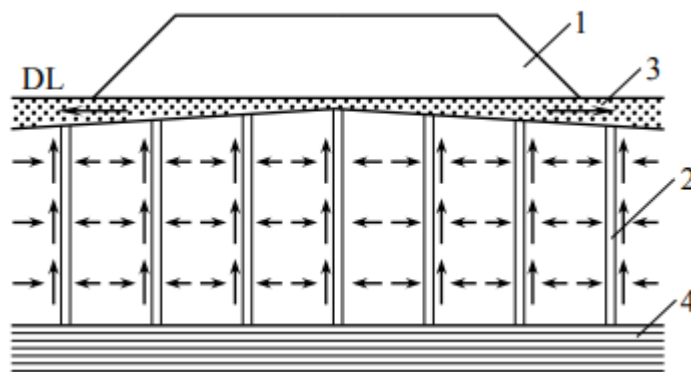


Рис. 12.5. Схема ущільнення водонасиченого ґрунту за допомогою штучних дрен та з використанням додаткового навантаження: 1 – насип; 2 – вертикальні дрени; 3 – піщаний дренаж; 4 – щільний підстильний ґрунт

Далі з місцевого ґрунту влаштовують штучний насип, який являє собою навантаження товщі слабкого ґрунту, що спричиняє в ґрунтовій воді поровий тиск, а потім і рух води по палях або дренах угору й по фільтруючому шару за межі ділянки. У міру витиснення води поступово відбувається ущільнення. Такий метод доцільно використовувати при невеликій структурній міцності слабкого ґрунту та початковому градієнті напору підземної води.

Ґрунтоцементні основи фундаментів. Одним з ефективних напрямків зниження витрат на влаштування основ і фундаментів є використання в якості матеріалу ґрунтів, які залягають в основі об'єктів. Це завдання вирішується при використанні бурозмішувального методу виготовлення ґрунтоцементу.

За допомогою спеціального обладнання у певному об'ємі масиву основи виконується розпушування ґрунту без його виймання з масиву. Паралельно у розпушений ґрунт нагнітається водоцементна суспензія і виконується перемішування ґрунтоцементної суміші. Внаслідок тужавіння суміші в основі утворюється міцний циліндричний ґрунтоцементний елемент, який не розмокає у водному середовищі. Такі елементи зручно утворювати нижче рівня ґрунтових вод.

Влаштування ґрунтоцементних елементів у ґрунті можливо виконувати за допомогою комплекту обладнання, до складу якого входять:

- буровий верстат БМ-811м на шасі автомобіля «Урал», який модернізовано так, що шнеки замінено на бурові штанги діаметром 100 мм, які мають внутрішній канал для подавання цементної суспензії. Робочий інструмент для розпушування ґрунту (бурозмішувач) має отвори для розподілу цементної суспензії за перерізом свердловини. Для з'єднання штанг з напірними шлангами передбачено вертлюг;

- розчиномішалка для виготовлення водоцементної суспензії;
- розчинонасос для нагнітання суспензії у розпушений ґрунт.

Ґрунтоцемент як матеріал є не просто механічною сумішшю. Він є системою, що складається з двох доволі складних за своїм складом і властивостями багатокомпонентних підсистем – цементу й ґрунту. У технологічному процесі виготовлення ґрунтоцементу вирішальним є: максимальна ступінь подрібнення агрегатів ґрунту; точність дозування цементу (чи інших в'язучих речовин) і рівномірність перемішування його з ґрунтом; оптимальна ступінь зволоження (водоцементне відношення) та рівномірний розподіл вологи у ґрунті; максимальне ущільнення ґрунтоцементної суміші при оптимальній вологості; оптимальний режим вологості й температури при тужавінні ґрунтоцементу.

При зведенні об'єктів ґрунтоцементні елементи використовують як палі, коли вони контактують безпосередньо через ростверк із надземною частиною будівлі (рис. 12.6, а); як елементи армування основи для зниження

її стисливості (рис. 12.6, б); як захисний екран для зниження впливу новобудови на існуючі споруди (рис. 12.6, в); як протифільтраційна запона для ізоляції звалищ і сховищ.

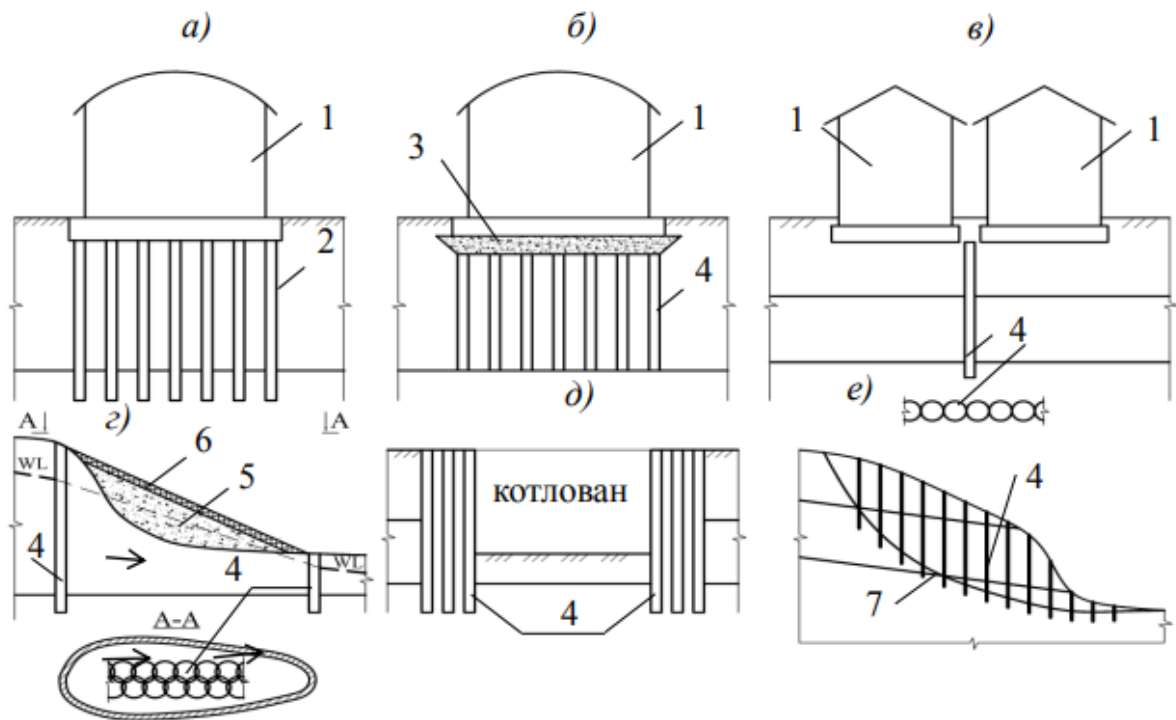


Рисунок 12.6 - Варіанти використання вертикальних ґрунтоцементних елементів, які виготовлені бурозмішувальним способом; а – ґрунтоцементні палі; б – закріплення слабких ґрунтів основи; в – захисний екран для зниження впливу новобудов для існуючі будівлі; г – протифільтраційна завіса; д – укріплення бортів глибоких котлованів; е – закріплення зсувонебезпечних схилів: 1 – будівля; 2 – ґрунтоцементні палі; 3 – розподільча подушка зі щебеню; 4 – ґрунтоцементні елементи; 5 – токсичні відходи; 6 – захисний шар ґрунту; 7 – поверхня ковзання

Комплект обладнання для влаштування ґрунтоцементних елементів бурозмішувальним методом: 1 – буровий верстат; 2 – розчиномішалка і розчинонасос; 3 – ємність для води; 4 – напірний шланг токсичних речовин від навколишнього середовища (рис. 6.8, г); для укріплення бортів глибоких котлованів при будівництві у стиснених міських умовах (рис. 12.6, д); для закріплення зсувонебезпечних ділянок схилів (рис. 12.6, е).

З розвитком технологій влаштування ґрунтоцементу безпосередньо у масиві ґрунту отримав впровадження метод влаштування штучних основ армуванням слабких ґрунтів вертикальними жорсткими ґрунтоцементними елементами. Ефект армування основ полягає в тому, що у певному об'ємі слабого ґрунту частина його замінюється ґрунтоцементом з достатньо великим модулем деформації. Модуль деформації створеної штучної основи визначають як середньовиважений. Його регулюють зміною відстані між сусідніми елементами армування. Між головами елементів армування та фундаментом немає безпосереднього контакту. Їх розділяє подушка зі щебеню товщиною в половину відстані між сусідніми елементами армування. На рис. 12.7 показано стрічковий фундамент на слабкій основі, підсиленій вертикальними ґрунтоцементними елементами, що прорізають всю товщину слабого шару.

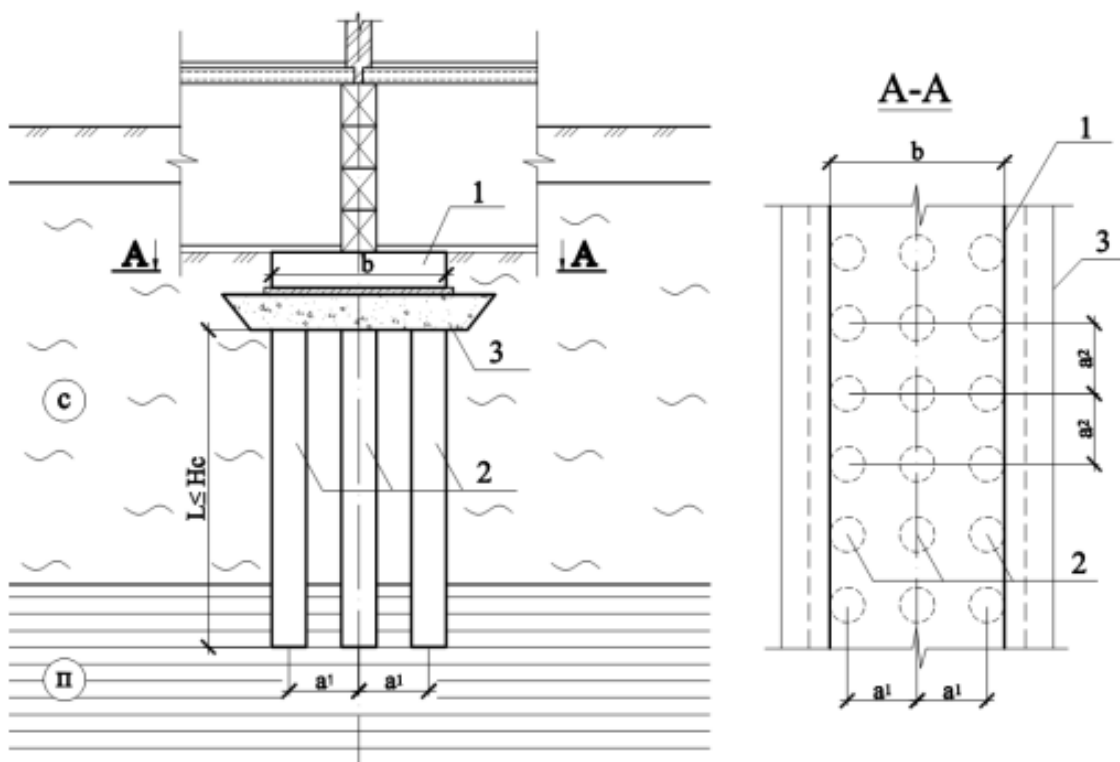


Рисунок 12.7 - Підсилення слабкої основи стрічкового фундаменту вертикальними ґрунтоцементними елементами: с – слабка основа; п – придатна основа; 1 – стрічковий фундамент; 2 – вертикальні ґрунтоцементні елементи; 3 – щебенева розподільча подушка

Заглиблення ґрунтоцементних елементів звичайно не перевищує 0,5 м з умов надійного прорізання слабкого шару. Середньовиважений модуль деформації армованої основи для даних умов склав $E = 16$ МПа проти модуля деформації слабкого ґрунту $E = 4$ МПа. Відповідно було суттєво знижено осідання стрічкового фундаменту.

Контроль за якістю закріплення армованої основи виконують шляхом штампових випробовувань через розподільчу подушку. Рекомендується використовувати квадратний залізобетонний штамп розмірами у плані 1,2х1,2 м. За результатами штампових випробовувань для підсиленої основи визначають модуль деформації та розрахунковий опір. При значних глибинах закріплення для визначення цих характеристик слід використовувати метод пресіометрії.

13. ДРЕНАЖІ ТА ГІДРОІЗОЛЯЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ ТА ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

13.1. Підтоплення територій. Терміни та визначення понять

Підтоплення територій є сучасним геологічним екзогенним процесом, який слід віднести до найбільш небезпечних для життєдіяльності людини. Він має загальне просторове поширення, з ним пов'язані такі небезпечні процеси як зсуви, карст, просідання та осідання земної поверхні, зміна сольового стану, загальної та сейсмічної стійкості ґрунтів зони аерації. Необхідною умовою є організація оперативного контролю за екологічним станом міських житлових забудов, промислових об'єктів, оскільки підтоплення сприяє змінам водно-фізичних властивостей ґрунтів і призводить до погіршення умов виробничої діяльності і проживання людей. Підтоплення суттєво впливає на санітарноепідеміологічний стан міст.

Підтоплення ґрунтовими водами та водами типу «верховодка» є одним з найбільш складних і розповсюджених процесів урбанізованих територій. Затоплення і підтоплення прибережних земель водосховищ, заболочення і заростання їх берегів викликають трансформацію земель, деградацію рослинного і тваринного світу, відмирання і загнивання рослинних решток, заболочування і евтрофікацію акваторій і узбереж, загрожують населеним пунктам і народногосподарським об'єктам, обмежують можливості рекреаційного використання водосховищ.

Відповідно до ДБН В.1.1-25-2009 наведені основні визначення, а саме:

Підтоплення (ґрунтовими водами) - Інженерно-геологічний процес, який має прояви у певних умовах природного середовища (в тому числі на міських територіях) внаслідок спільного впливу причин і факторів, як природного, так і техногенного походження, коли за розрахунковий період часу відбувається збільшення вологості ґрунтів або підняття рівня ґрунтових вод до граничних значень, за якими порушуються умови будівництва й

експлуатації будинків та споруд, відбувається пригнічення та загибель зелених насаджень, засолення та заболочування земель сільськогосподарського призначення.

Підтоплювані території - Усі схильні до підтоплення та затоплення ділянки територій міст і селищ, на яких підвищення вологості ґрунтів, підняття рівня ґрунтовних вод або затоплення вже призвели або можуть призвести в майбутньому (за прогнозом) до суттєвого погіршення умов життя населення та проведення господарської діяльності. На окремих ділянках підтоплюваних територій спостерігаються різні стадії розвитку процесів підтоплення (затоплення) і відповідно до цього виділяються: підтоплені території (у тому числі ті, що потребують термінового захисту) та потенційно підтоплені території.

Підтоплені території - Ділянки, на яких постійно або тимчасово на досить тривалий період (місяць і більше) ґрунтові води підіймаються вище граничних глибин залягання або відбувається затоплення, або коли підвищення вологості ґрунтів, підняття рівня ґрунтових вод та затоплення істотно впливають на роботу об'єктів економіки в регламентованому режимі. При цьому не враховуються випадкові аварійні ситуації. Підтоплені території, що потребують термінового захисту Ділянки, що відносяться до підтоплених територій, на яких утворилася надзвичайна ситуація, пов'язана із підтопленням, затопленням та їх наслідками, або внаслідок підтоплення та затоплення склалися незадовільні санітарно-гігієнічні або екологічні умови (згідно з чинними нормативами).

Потенційно підтоплені території - Підтоплювані ділянки, на яких умови для віднесення їх до підтоплених територій ще не склалися, але це можливо за прогнозом або за збігом діючих факторів і причин внаслідок забудови або підпору водосховищ. Це території з високим заляганням водотривких шарів ґрунту із літологічною будовою і рельєфом, які сприяють накопиченню атмосферних опадів, інфільтраційних вод (включаючи витрати з водонесучих мереж).

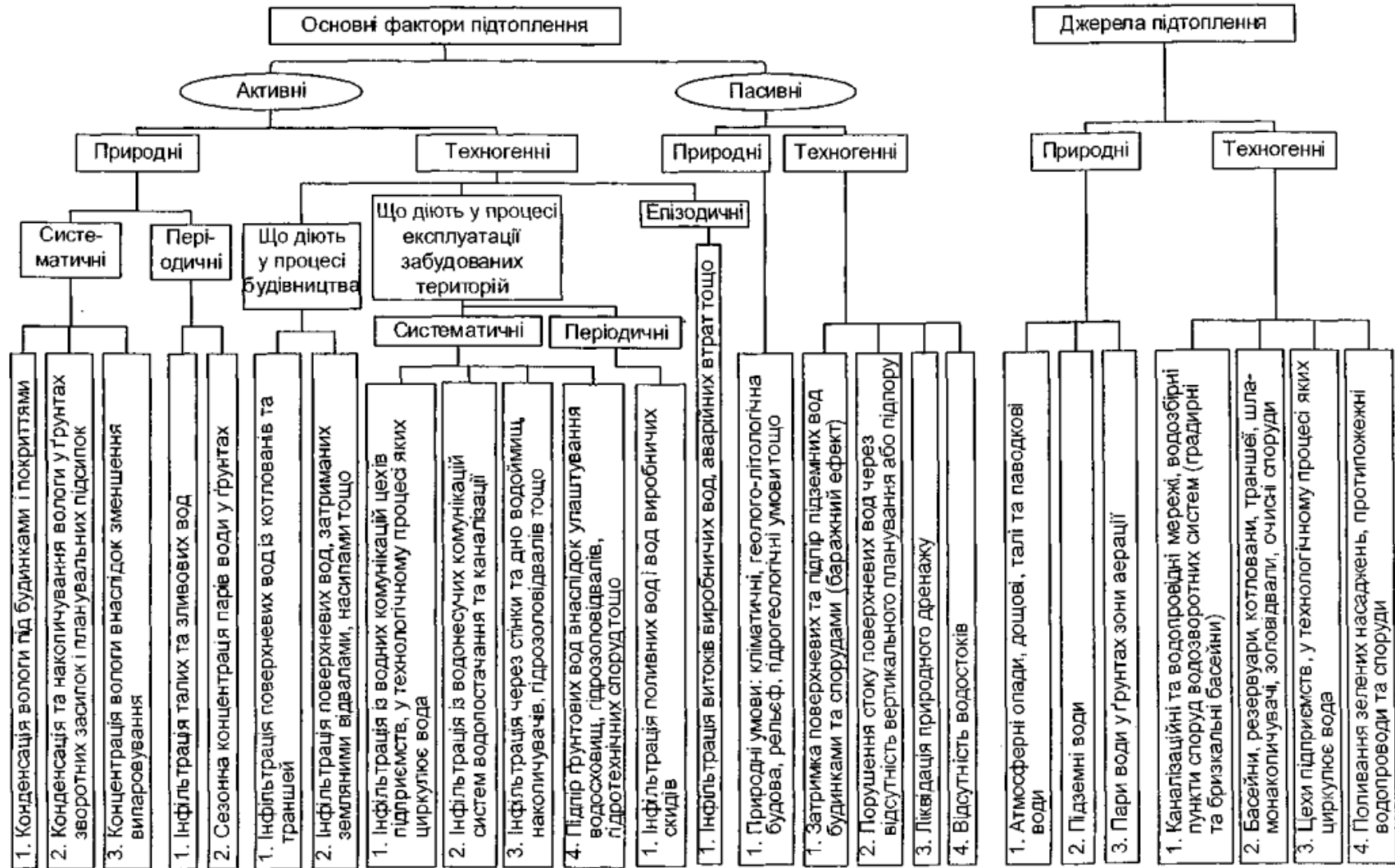
Техногенне підтоплення та затоплення - Підтоплення та затоплення територій та споруд внаслідок будівництва або виробничої діяльності

13.2. Ознаки головних видів та причин підтоплення територій

Вид або причина підтоплення	Ознака
Стале (постійне) підняття рівня ґрунтових вод	Постійна тенденція порушення природної рівноваги у водному балансі території (в регіональному або локальному масштабах) та підняття рівня ґрунтових вод вище граничних глибин, які мають забезпечуватися на забудованих територіях
Періодичне підняття рівня ґрунтових вод	Тимчасове (багаторічне або сезонне) підтоплення територій міст і селищ міського типу, пов'язане з особливостями гідрогеологічного режиму або екстремальними атмосферними опадами, дощовими паводками, весняними повеннями, дією техногенних факторів
Приховане підтоплення	Проявляється в зростанні вологості ґрунтів до критичної вологості за умов зволоження ґрунтів та заглиблених конструкцій інфільтраційними та капілярними водами та умов утворення біля поверхні тимчасового водоносного горизонту ("верховодки"), а також внаслідок конденсації вологи під будівлями та непроникними покриттями (асфальт, бетон)
Накопичення дощової (талої) води	Наявність вологи на поверхні і в ґрунті на ділянках із малими уклонами, в замкнених низинах, в умовах неглибокого залягання ґрунтових вод, коли рівень виклинюється на поверхню, та на слабководопроникних

	грунтах, коли біля поверхні формується тимчасовий водоносний горизонт ("верховодка")
Підняття рівнів води в водоймищах	Підняття рівнів ґрунтових вод на прилеглих до водоймищ територіях міст і селищ міського типу внаслідок підпору ґрунтового потоку, зменшення уклонів його поверхні
Фільтрація з водоймищ і каналів	Підняття рівнів ґрунтових вод на територіях міст і селищ міського типу, прилеглих до водоймищ і каналів, у яких водна поверхня знаходиться вище природного рівня ґрунтових вод, формування "бані" розтікання ґрунтового потоку
Зволоження ґрунтів	Накопичення вологи в ґрунтах під покритими поверхнями, в основах фундаментів, замокання підвалин, комунікацій від конденсації вологи, техногенної інфільтрації і втрат води
Втрати з водонесучих мереж і комунікацій	Наявність витоків із комунікацій, підтоплення фундаментів, формування "бані" розтікання вздовж трубопроводів, виклинування води на поверхню, швидкий підйом рівня ґрунтових вод після забудови території або введення в дію водонесучих мереж
Зрошення земель	Підвищення рівня ґрунтових вод на територіях міст і селищ міського типу поблизу зрошувальних масивів
Баражний ефект	Штучне створення підпорів під час освоєння підземного простору. На міських територіях виникає внаслідок часткового або повного перекриття підземного потоку фундаментами, підвалинами, комунікаціями, протифільтраційними екранами й іншими підземними спорудами. При цьому можуть створюватися небезпечні градієнти напорів підземних вод

КЛАСИФІКАЦІЯ ПРИЧИН ТА ФАКТОРІВ ПІДТОПЛЕННЯ



13.3. Дренажі та гідроізоляція фундаментів та підземних споруд

Запобіжні заходи для попередження підтоплення та затоплення територій та споруд полягають в усуненні причин і факторів підвищення рівня ґрунтових вод або в штучному підвищенні відміток поверхні території.

Запобіжні заходи належить вживати на всіх потенційно підтоплюваних територіях. На підтоплених територіях ці заходи вживаються, коли за попередньою оцінкою вони визначені як ефективні та екологічно небезпечні. Запобіжні заходи від підтоплення та затоплення мають включатися до комплексу робіт з інженерної підготовки території до забудови. На забудованих територіях та в інших окремих випадках запобіжні заходи вживаються самостійно.

Головними видами запобіжних заходів є наступні:

- штучне підвищення планувальних відміток поверхні території;
- нормативне ущільнення ґрунту при засипанні котлованів та траншей;
- забезпечення належного відведення стоку поверхневих вод;
- забезпечення ретельного виконання робіт із будівництва водонесучих мереж, штучних водомістких об'єктів;
- улаштування гідроізоляції фундаментів, заглиблених споруд і комунікацій;
- улаштування протифільтраційних екранів під промисловими накопичувачами та завіс навколо них;
- будівництво берегових, головних, перехоплюючих та інших видів дренажів для запобігання підтопленню території.

Штучне підвищення планувальних відміток поверхні території впроваджують, як правило, на заплавних та заболочених ділянках, які за ДБН В.1.1-25-2009 цільовим призначенням підлягають освоєнню і забудові.

Штучне підвищення здійснюють шляхом підсипання або намівання ґрунту з обов'язковим попереднім відсипанням дренажного шару. До складу супроводжувальних робіт включають розчищення та спрямлення русел рік і струмків, облаштування їх берегів

Проектування захисних споруд від підтоплення та затоплення виконується з урахуванням генеральних планів міст та селищ, схем та комплексних програм інженерного захисту територій населених пунктів від небезпечних геологічних процесів та шкідливої дії вод, вимог інтегрованого керування поверхневими та підземними водами, земельними ресурсами, програм екологічного оздоровлення територій.

Захист гірничих виробок від підземних та поверхневих вод виконується відповідно до вимог СНиП 2.06.14, захист будинків та споруд на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах -відповідно до ДБН В.1.1-5.

Захист територій та споруд від підтоплення ДБН В.1.1-25-2009 18 4.2

Захист від підтоплення ґрунтовими водами територій міст і селищ, а також окремих споруд на них належить виконувати наступними способами:

- улаштування дренажів різних типів;
- виконання зовнішньої або внутрішньої гідроізоляції.

Використання для захисту від підтоплення протифільтраційних екранів (завіс) вважається недоцільним через створення перед ними небезпечних зон підвищення рівнів ґрунтових вод, що сприяє розвиненню баражного ефекту.

Вибір типів захисних споруд та їх компонування виконуються під час розроблення схем інженерного захисту або на початкових стадіях проектування.

Проектні рішення приймаються на підставі порівняльного аналізу розглянутих варіантів з урахуванням:

- природних умов району будівництва (геологічних, геоморфологічних, кліматичних, гідрологічних, гідрогеологічних і екологічних);
- містобудівної характеристики території на час проектування та будівництва захисних споруд, а також на перспективу – враховуючи існуюче і заплановане використання підземного простору;
- змін гідрогеологічних обставин на ділянках містобудівного та іншого призначення, прилеглих до території, яка захищається;

- наслідків впливу захисних споруд на інженерно-геологічні умови території (приклади наслідків: осушення ґрунтів, зниження рівня ґрунтових вод, зміни міцності природних основ та стійкості схилів і укосів), включаючи екологічні наслідки;

- умов рекреаційного використання території;
- умов і методів виконання робіт, ресурсозбереження.

13.3.1. Дренажні системи та дренажі

У комплексах інженерного захисту від підтоплення ґрунтовими водами територій та споруд належить застосовувати дренажі наступних видів:

- горизонтальний;
- вертикальний;
- комбінований;
- променевий;
- внутрішній;
- спеціальні види дренажів (вакуумні, електродренажі тощо)

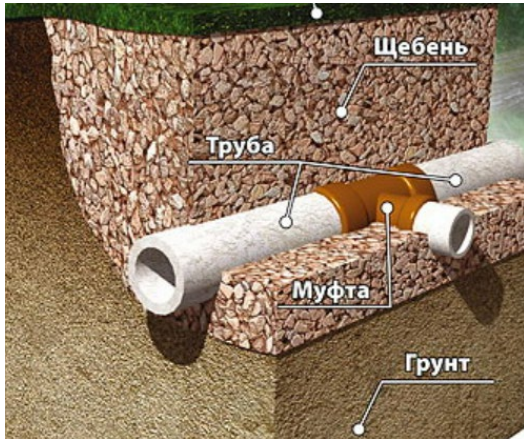
Горизонтальний дренаж (рис.13.1, а) досконалого і недосконалого типів застосовують у різних ґрунтових умовах:

- досконалого типу – в усіх водоносних ґрунтах без обмежень;
- недосконалого типу – у добре проникних ґрунтах (в інших ґрунтах – за наявності обґрунтування ефективності застосування).

Зворотне засипання траншей горизонтального дренажу належить виконувати в ґрунтах із коефіцієнтами фільтрації менше 5 м/добу. Засипання виконують пісками з коефіцієнтом фільтрації більше 5 м/добу: - в однорідних ґрунтах на висоту $(0,6-0,7)H$, де H – висота від низу дренажної обсіпки до максимального існуючого рівня ґрунтових вод;

- у шаруватих ґрунтах частина дренажної траншеї засипається піском на 0,5 м вище максимального існуючого рівня ґрунтових вод.

а)



б)

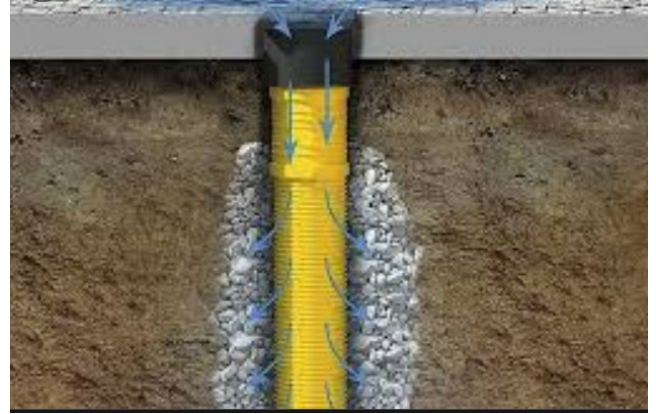


Рисунок 13.1 – Види дренажів: а - горизонтальний дренаж; б – вертикальний дренаж

Вертикальний дренаж застосовується для дренування ґрунтів із значною водопроникністю у двошаровому середовищі. Для багат шарового середовища належить обґрунтувати ефективність цього виду дренажу.

Вертикальний дренаж найбільш ефективний у випадках, коли слабопроникні ґрунти підстеляються проникними ґрунтами з напірними водами (рис.13.1, б).

Комбінований дренаж застосовується у випадках складної будови відкладень, коли верхній слабопроникний шар ґрунту великої потужності підстеляється шарами водопроникних ґрунтів невеликої потужності із водоносним горизонтом у них (напірним або безнапірним).

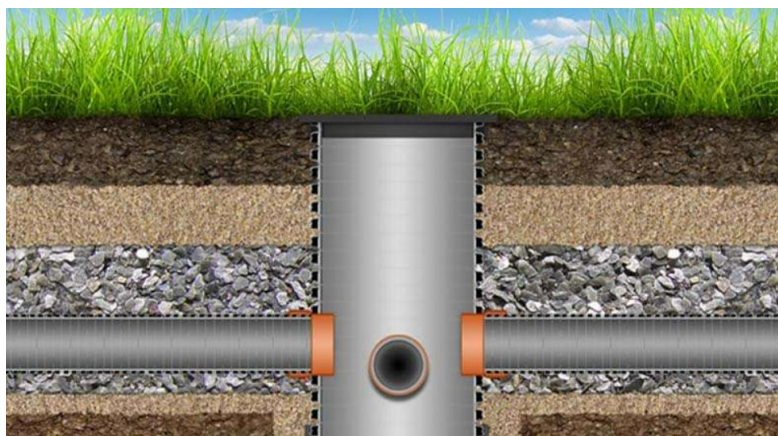


Рисунок 13.2 – Комбінований дренаж

Променевий дренаж застосовується для глибокого зниження рівня ґрунтових вод, він є ефективним для дренування територій із складною будовою рельєфу поверхні та ґрунтових шарів, на ділянках із щільною забудовою та густо насиченим комунікаціями підземним простором.

Внутрішній дренаж застосовується для захисту будинків та споруд при неможливості влаштування класичних систем дренажу за умови:

- проведення ремонту або реконструкції підвального приміщення, коли розкриття фундаментних пазух є неможливим за умов розміщення оточуючих об'єктів (будинки, споруди, автошляхи, комунікації, рослинність тощо) або призведе до недоцільних матеріальних витрат на відновлення таких об'єктів;

- при використанні методів будівництва типу "зверху-вниз" або "уверх-униз", які не дозволяють улаштування іншого виду дренажу.

Спеціальні види дренажів застосовуються для посилення ефекту осушення слабопроникних ґрунтів (прискорення темпів осушення, поліпшення роботи фільтрів). До них належать вакуумний, електроосушувальний, вентиляційний та інші дренажі.

Системи внутрішнього дренажу застосовуються при реконструкції будівель і споруд, коли немає жорстких вимог щодо вологості в приміщенні та за відсутності зосередженого ґрунтового притоку. Якщо є необхідність забезпечення нормативної вологості в приміщенні, встановлюють системи керування вологістю.

При використанні методу будівництва підземних частин будівель типу "зверху-вниз" або "уверх-униз" можливе сукупне використання внутрішнього дренажу сумісно із гідроізоляційним покриттям за умов подальшого влаштування систем керування вологістю приміщень підземної частини будівлі.

13.3.2. Гідроізоляція фундаментів та підземних споруд

Одним з найважливіших етапів гідроізоляційних робіт будівлі або споруди є гідроізоляція фундаментів. Також вважається, що гідроізоляція фундаментів - це один з найбільш технологічно складних етапів робіт.

Практично завжди усунення помилок, які були допущені при монтажі гідроізоляції ще на початковому етапі будівництва об'єкта, обходиться значно дорожче, ніж це було б зроблено на самому початку зведення будинку при якісному монтажі. При цьому не важливо якого виду фундамент, гідроізоляція фундаменту будинку, гідроізоляція фундаменту зсередини або зовні.

Гідроізоляція фундаментів будівель і споруд - це комплексна захисна система підземної частини від руйнівної вологи в яку входять різні види горизонтальної та вертикальної гідроізоляції, а також дренаж.

Як правило, горизонтальна гідроізоляція фундаменту виконується для запобігання капілярного підсосу вологи з ґрунту за допомогою рулонних гідроізоляційних матеріалів (стікломаст, стіклоізол, гідростіклоізол, айсітекс ін.) І якщо будинок без підвалу, гідроізоляція фундаменту може бути тільки горизонтальною. У таких випадках, зазвичай просто виконується горизонтальна гідроізоляція фундаментів на рівні трохи вище вимощення, де укладається два-три шари гідроізоляційного матеріалу на не гниючій основі, наприклад, це може бути поліестер і склотканина.

Вертикальна гідроізоляція фундаментів, як правило, наноситься на зовнішні і внутрішні поверхні (гідроізоляція фундаменту зсередини) фундаментів. Така гідроізоляція, може бути оклеїчною, обмазувальною, екранною або проникаючою.

Матеріали для гідроізоляційних робіт з гідроізоляції фундаментів існують і можуть використовуватися найрізноманітніші, наприклад, вони можуть бути в простих випадках, починаючи від звичайних або класичних

рулонних і закінчуючи, як це буває в особливо складних ситуаціях при випадках проблемного ґрунту, ін'єкційними.

Одними з найпопулярніших матеріалів для гідроізоляції фундаментів можна вважати обмазувальну гідроізоляцію, бітумні і полімерні мастики, а також обклеювальну або рулонну гідроізоляцію на основі бітумних матеріалів і паперових або синтетичних основ, просочувальна гідроізоляція фундаментів (проникаючої дії) і штукатурна гідроізоляція на основі полімерних цементних розчинів.

Дуже важливо підібрати правильні матеріали, які будуть найбільш ефективно виконувати свою функцію. Проблема вибору матеріалів іноді буває важкою навіть для фахівців, адже гідроізоляція фундаменту будинку одна і вона повинна прослужити багато років, а асортимент матеріалів, їх аналогів і виробників - багато і стає ще більше. Звичайна практика, коли через недостатнє знання про фундамент гідроізоляція якого буде здійснюватися, і відсутність упевненості, просто, вибираються найбільш універсальні матеріали. В основному гідроізоляція фундаментів з таким підходом у виборі матеріалів має недоліки - якість в основному середня, вище вартість і ін.

Конструкції фундаментів бувають різні і в залежності від їх складності може знадобитися гідроізоляція фундаментів ще й таких видів - обробка холодних швів, яка утворюється в основному при заливці бетонного моноліту, де з якихось причин, в результаті утворилися нерівномірності, а також гідроізоляція мікротріщин і міжблочних швів, які з'являються після усадки ґрунту.

Але в деяких випадках гідроізоляція фундаментів і їх конструкцій можуть бути облаштовані тільки за допомогою спеціальних будівельних дренажів. Дренажі або дренажні системи дуже ефективні як гідроізоляція фундаментів. Вони є мережею відвідних, так званих, зливових стоків і каналів. З їх допомогою здійснюється відведення води на таку відстань

(приблизно, 4-5 м від пояса фундаменту), що волога вже не зможе негативно впливати на фундамент.

Обов'язково повинен бути ухил прилеглих до будівлі тротуарних доріжок та інших елементів з дренажними системами не менше 1,5-2 град., а вивід талих або зливових стоків потрібно направляти в заздалегідь передбачену для цього каналізаційну систему. Часом гідроізоляція фундаменту може бути досить складною системою через сформовані або наявні в конкретному місці умов. На перший погляд потенційні проблеми можуть бути і не помітними, тому гідроізоляція фундаментів повинна визначатися із залученням відповідних фахівців.

Гідроізоляція тунелів повинна враховувати цілий ряд факторів: вплив ґрунтових і осадових вод, а також коливання їх залягання, тиск ґрунту, наявність агресивного середовища, переміщень ґрунту, забруднень, змінне і постійне (статичний) тиск і т.д.

Гідроізоляція тунелів повинна передбачати захист будівельних конструкцій від двох видів намокання:

- крапельно-рідинне - волога при недостатній гідроізоляції може вступати у взаємодію з несучими конструкціями після танення снігу, випадання дощів, підйому ґрунтових вод, прориву водопровідних або теплових магістралей, які можуть розташовуватися в безпосередній близькості від тунелів. Крім того, необхідно врахувати постійну присутність ґрунтової вологи

- конденсаційне - виникає як результат переміщення повітряних мас, насичених водяними парами, в зону зниженого тиску із зони високого тиску. Різниця температур може мати періодичний (сезонний або денний характер), бути викликаною експлуатаційним режимом, глибиною споруди і т.п. Чим більше буде перепад температур всередині і зовні тунелю, тим інтенсивніше буде відбуватися переміщення повітря, тим більше кількості конденсату може утворюватися на стінах тунелю.

Крім того, необхідно враховувати і вплив вологи, яка буде потрапляти всередину тунелів проходить через нього транспортом.

Велике значення матиме внутрішня гідроізоляція для об'єктів, які будуть використовуватися для транспортування води або каналізаційних стоків.

Гідроізоляція тунелів повинна бути спроектована і виконана з особливою ретельністю, адже її відновлення (ремонт) потребує значних фінансових і тимчасових витрат. При цьому на час виконання робіт з реконструкції гідроізоляції, виходячи з вимог безпеки і технології укладання гідроізоляційних матеріалів, тунель може бути закритий для використання.

Гідроізоляційна система EPDM відповідає всім вимогам, які пред'являються до матеріалів, використовуваних для гідроізоляції тунелів:

- довговічність - мембрана несприйнятлива до впливу зовнішніх факторів - волога, перепади температур, тому зберігає свої гідроізоляційні властивості (при правильному монтажі і дотриманні правил експлуатації) не менше 50 років
- вона може використовуватися для гідроізоляції будь-яких будівельних матеріалів, ніяк не впливаючи при цьому на їх експлуатаційні властивості
- екологічно нейтральна - матеріали, з яких виготовлена гідроізоляційна система EPDM, не взаємодіють з навколишнім їх середовищем, не впливають на якість ґрунту, не виділяють ніяких хімічних речовин, які можуть впливати на здоров'я чи самопочуття людини, має всі необхідні санітарні сертифікати

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
 2. 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.: іл.
 3. Бучок Ю.Ф. Будівельні конструкції: Основи розрахунку: Підручник.-К.:Вища школа., 1994
 4. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
 5. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва
 6. ДБН В.1.1-24:2009 Захист від небезпечних геологічних процесів.
- Основні положення проектування
7. ДБН В.1.1-25-2009 Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення
 8. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування
 9. ДСТУ Б А.1.1-25-94 Ґрунти. Терміни та визначення
 10. ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань палями
 11. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань
 12. ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд
 13. ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах
 14. ДСТУ-Н Б В.1.1-41:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на закарстованих територіях

15. ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на підроблюваних територіях
16. ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах
17. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів (СНиП 3.02.01-87, MOD)
18. ДСТУ-Н Б В.2.1-29:2014 Настанова щодо проектування і влаштування заглиблених споруд способом "стіна в ґрунті"
19. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 Настанова з проектування підпірних стін
20. ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014 Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд