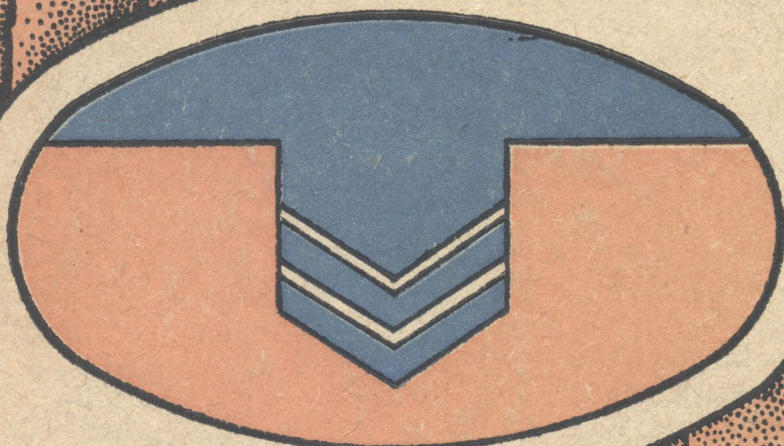


624.1(015)
7.02
М.Л. ЗОЦЕНКО, В.І. КОВАЛЕНКО,
В.Г. ХІЛОБОК, А.В. ЯКОВЛІВ

ІНЖЕНЕРНА ГЕОЛОГІЯ

МЕХАНІКА ГРУНТІВ, ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ



МІЩА ШКОЛА

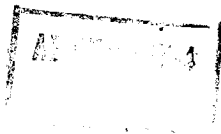
М. Л. ЗОЦЕНКО, В. І. КОВАЛЕНКО,
В. Г. ХІЛОБОК, А. В. ЯКОВЛЄВ

ІНЖЕНЕРНА ГЕОЛОГІЯ

МЕХАНІКА ГРУНТІВ, ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Затверджено Міністерством
освіти України
як підручник для студентів вузів,
які навчаються за спеціальністю
«Промислове і цивільне
будівництво»

Київ
«Вища школа»
1992



ББК 38.58я73

I-62

УДК 624.131.1 (075.8)

Рецензенти: кафедра «Основи та фундаменти» Київського інженерно-будівельного інституту (зав. кафедрою *І. П. Бойко*); член національного комітету Міжнародної асоціації з механіки ґрунтів та фундаментобудування *М. С. Метелюк* (Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій, м. Київ).

375835

Редакція літератури з машинобудування і будівництва

Редактор *О. І. Черкасенко*

Інженерна геологія: Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник / *М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, В. Г. Хілобок, А. В. Яковлев.*— К.: Вища шк., 1992.— 408 с.: іл.
ISBN 5-11-003835-X

У книзі подано основні поняття з геології і ґрунтознавства, пов'язані з проблемами будівництва. Викладено загальні закономірності механіки ґрунтів, основи теорії деформативності та міцності ґрунтів. З урахуванням сучасних досягнень будівельної науки в галузі фундаментобудування наведено методи розрахунку основ та фундаментів за граничними станами, а також правила конструювання фундаментів.

Для студентів вузів, які навчаються за спеціальністю «Промислове і цивільне будівництво».

330400000—038

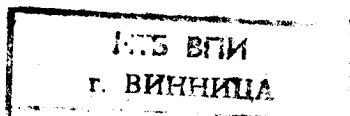
211—92

110—92

ББК 38.58я73

ISBN 5-11-003835-X

© *М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, В. Г. Хілобок, А. В. Яковлев,* 1992



Одним з головних завдань при проектуванні будівель та споруд є технічна та економічна доцільність влаштування основ та фундаментів з урахуванням специфічних природних умов району. Як відомо, кошторисна вартість підземних частин будівель і споруд становить для звичайних ґрунтових умов 10—15 % загальної вартості об'єкта. У складних інженерно-геологічних умовах частка нульового циклу досягає 40—45 % кошторисної вартості.

Слід мати на увазі, що фундаментобудування потребує значних витрат матеріалів. Так, у середньому щорічно на влаштування фундаментів витрачають близько 57 млн м³ бетону, 2 млн т металу, 16 млн т цементу та 13 млн т умовного палива. Для зниження цих витрат розроблено нові типи фундаментів та ресурсозберігаючі технології, які дають змогу значно підвищити ефективність проектних вирішень підземних частин будівель та споруд. Особливе значення тут має більш точне врахування особливостей інженерно-геологічних процесів кожного будівельного майданчика, а також правильний вибір типу фундаменту на базі варіантного проектування.

Завдяки цим заходам передбачено зменшити витрати металу та дерева на 7—9, цементу — на 5—7 %.

З другого боку, збільшення довжини прольотів у промисловому та сільськогосподарському будівництві, кількості поверхів об'єктів цивільного будівництва веде до збільшення навантажень на основи і фундаменти, підвищує відповідальність проектувальників за надійність підземних конструкцій. Останнім часом для забудови відводять ділянки із складними та дуже складними інженерно-геологічними умовами, не придатними для вирощування сільськогосподарських рослин.

Курс «Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» для інженера-будівельника є профілюючим. Він поряд з курсами «Будівельна механіка» і «Конструкції з металу, дерева, каменю та залізобетону» дозволяє майбутньому інженерові після вивчення матеріалу зрозуміти тісний зв'язок між інженерно-геологічними умовами будівництва, в тому числі і несприятливими, та проектуванням основ і фундаментів будівель. Лише в такому разі можливе створення ефективного, надійного, раціонального типу підземної конструкції.

Підручник складено відповідно до програми курсу «Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти», що за навчальним планом призначений для підготовки інженерів-будівельників, які навчаються за спеціальністю «Промислове і цивільне будівництво» (спеціалізація «Сільськогосподарське будівництво») у вищих навчальних закладах України.

Перша частина підручника дає основні поняття з геології, відомості про геологічні та інженерно-геологічні процеси, що розвиваються у верхній частині літосфери і впливають на зведення та експлуатацію будівель і споруд. Значна увага приділена розгляду питань, пов'язаних з рухом та властивостями підземних вод.

У другій частині, що містить основні відомості з механіки ґрунтів як природних дисперсних тіл, розглянуто теорію деформативності та міцності ґрунтів, на якій базуються норми проектування основ і фундаментів, практичні розрахунки підземних конструкцій, а також запровадження та вдосконалення нових типів цих конструкцій, штучних основ.

У третій частині підручника наводиться методика проектування та розрахунку основ і фундаментів у звичайних та особливих ґрунтових умовах на території України. Велику увагу приділено тим підземним конструкціям, які розроблені в наукових закладах республіки і одержали досить широке застосування. Розглянуто проблеми спільної роботи основ та фундаментів, економіки, надійності підземних конструкцій, використання ресурсозберігаючих екологічно чистих технологій їх спорудження.

Особливістю підручника є використання оригінальної класифікації сучасних фундаментів, а також наявність багатьох прикладів фундаментобудування, які належать до практики будівництва в Україні.

Під час роботи над підручником автори використовували свій досвід викладання дисципліни в Полтавському інженерно-будівельному інституті. Методичною базою для складання частини розділів були підручники М. О. Цитовича «Механіка ґрунтів» та Б. І. Далматова «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти».

Вступ, розділи 1, 2, 3, 10, 12, 17, пункти 4.3 та 6.4 написані М. Л. Зоценком; розділи 7, 8, 9 та пункт 5.5 — В. І. Коваленком; розділи 5, 14, 15 та пункти 4.1, 4.2, 6.1, 6.2, 6.3, 6.5, 6.6 — В. Г. Хілобоком; розділи 11, 13, 16 — А. В. Яковлевим.

Автори вдячні інженерові В. В. Козаку за роботу, яка пов'язана з добором матеріалів до 1, 2, 3, 4, 6 розділів, а також первісним редагуванням рукопису; С. Є. Бакману, Л. Д. Бурі, Л. В. Кіуліній за допомогу у підготовці рукопису.

Згідно з світовою статистикою 80 % усіх аварій будівель і споруд відбувається через різні недоліки і помилки при проектуванні, будівництві та експлуатації основ і фундаментів. Витрати на усунення цих негативних явищ, як правило, набагато вищі за початкову вартість будівництва. Виходячи з наведених фактів, можна сформулювати дві групи завдань, які стоять перед сучасним фундаментобудуванням: з одного боку, зниження вартості і матеріаломісткості основ і фундаментів, а з другого — підвищення їх надійності.

Теорія і практика поставлених завдань розглядаються в курсі «Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти», який в тому чи іншому обсязі входить до програм підготовки спеціалістів-будівельників і складається з трьох частин: інженерної геології, механіки ґрунтів і основ та фундаментів.

Інженерна геологія — додаток геології до інженерно-будівельної справи. Користуючись методами геології, вона вивчає напластування, властивості ґрунтів і явища, які відбуваються в межах району будівництва. При цьому застосовують *геологічний метод*, тобто метод природно-історичного аналізу для якісної оцінки району. Вважають, що особливості інженерно-геологічних умов району є результатом довготривалої спільної дії внутрішніх і зовнішніх геологічних процесів. У ході будівництва виникають нові процеси, які називаються *інженерно-геологічними*. Вони проявляються у формі геологічних процесів, але зумовлені результатами інженерної діяльності людини. Для кількісної оцінки різних факторів у інженерній геології користуються *експериментальним і розрахунково-теоретичним методами*. Як наука інженерна геологія сформувалася у XVIII—XIX ст. у період інтенсивного розвитку промисловості. Біля джерел геологічної науки стояли М. В. Ломоносов, англієць Б. Геттон, німець А. Вернер. Засновниками радянської школи інженерної геології слід вважати таких учених, як Ф. П. Саваренський, І. В. Попов, Є. М. Сергеев.

Механіка ґрунтів — теоретична основа фундаментобудування. Це наука про закономірності, що існують у ґрунтах внаслідок їх навантаження. На відміну від механіки суцільних

середовищ механіка ґрунтів розглядає дисперсні (роздроблені) тіла. Ґрунт складається з твердих частинок і пор, частково або цілком заповнених водою. Механіка ґрунтів використовує закони теоретичної механіки для суцільних абсолютно жорстких матеріалів, а також закони теорії пружності і будівельної механіки для суцільних тіл кінцевої жорсткості. На підставі цих законів у механіці ґрунтів встановлюються нові закони, які враховують роздрібненість ґрунтів. При цьому поведіння ґрунтів під навантаженням розглядається з урахуванням сучасних досягнень теорії пластичності і повзучості.

Основи механіки ґрунтів були закладені працями Ш. Кулона, Ж. Бусінеска, К. Терцаґі та ін. З радянських учених, які зробили вагомий внесок у формування сучасних уявлень про механіку ґрунтів, слід відмітити М. М. Герсеванова, М. О. Цитовича, В. Л. Флоріна, М. М. Маслова. Сучасна теорія фундаментобудування розроблена працями таких вчених, як В. Г. Березанцев, В. В. Соколовський, М. І. Горбунов-Посадов, М. В. Малишев, С. С. В'ялов, С. Р. Месчан, Ю. К. Зарецький, З. Г. Тер-Мартиросян.

Основи і фундаменти — це прикладна дисципліна про прийоми розрахунку, конструювання і спорудження фундаментів залежно від властивостей основ. Великий внесок у розробку сучасних принципів проектування і спорудження основ і фундаментів зробили Ю. М. Абелев, Б. І. Далматов, М. Ю. Абелев, В. І. Крутов, М. М. Морарескул, А. О. Бартоломей, О. Б. Фадеев та ін.

Інженерно-геологічні умови України досить різноманітні. В її межах можна зустріти прояви багатьох складних інженерно-геологічних процесів. Значна частина території вкрита лесовими просадочними ґрунтами. Найбільшу товщину ці ґрунти мають у Запорізькій, Дніпропетровській, Миколаївській і Херсонській областях. Саме в цих умовах побудовані й успішно експлуатуються складні інженерні споруди (доменні печі, промислові будівлі, висотні споруди тощо).

Для підгірних і гірських районів України (Крим, Карпати) характерні землетруси, зсуви, карсти, суфозія тощо. На півдні і сході України поширені підроблювані території (Кривий Ріг, Донбас).

Рукотворні моря і канали на Дніпрі зумовили виникнення таких інженерно-геологічних процесів, як переробка берегів, підтоплення, затоплення. Для Керченського півострова характерні так звані набухаючі ґрунти.

Усе це вимагає високої спеціальної підготовки інженерів проєктувальників, будівельників і експлуатаційників у галузі інженерної геології, основ та фундаментів.

Серед учених, працівників наукових і учбових організацій України широко відомі імена спеціалістів у області інженерної геології А. М. Дранникова, М. М. Алексеєва, В. Ф. Краєва та ін.

У фундаментобудування вагомий внесок зробили М. Н. Гольдштейн, Ю. М. Молюшицький, В. М. Голубков, Є. В. Платонов, І. М. Литвинов, В. Б. Швець, С. А. Слюсаренко, С. М. Клепиков, М. С. Метелюк та ін.

Загальна мета дисципліни, яку ми розглядаємо,— якісна оцінка основ для повнішого використання їх властивостей у будівництві та створення нових економічних конструкцій і прогресивних технологій влаштування основ і фундаментів.

1. ОСНОВНІ ВІДОМОСТІ ПРО ЗЕМЛЮ. МІНЕРАЛИ І ГІРСЬКІ ПОРОДИ

1.1. ЗЕМЛЯ У СВІТОВОМУ ПРОСТОРИ, ЇЇ ПОХОДЖЕННЯ І БУДОВА

Наша планета Земля за формою близька до еліпсоїда обертання, середній діаметр якого — 12 742 км, а різниця екваторіального і полярного діаметрів — 43 км. Площа поверхні Землі становить 510 млн км², а її об'єм — 1 083 204 млн км³. Середня щільність речовини Землі 5,52 т/м³.

Земля, а також планети Меркурій, Венера, Марс, Юпітер, Сатурн, Уран, Нептун і Плутон рухаються навколо Сонця по майже колових концентричних орбітах і утворюють разом з ним Сонячну систему. Земля знаходиться від Сонця на відстані 149,5 млн км. Тепло і світло Сонця роблять можливим життя на Землі. У той же час Сонце породжує цілий ряд процесів на Землі, які призводять до зміни її поверхні.

Слід брати до уваги вплив на Землю і її супутника Місяця. Знаходячись від Землі на відстані 384,4 тис. км, Місяць спричинює явища припливу і відпливу в океанах та морях. На материках виникають деформації, аналогічні припливам і відпливам, але досить невеликі. Вплив викликає періодичні зміни нахилу земної осі до площини її орбіти, що призводить до зміни клімату Землі.

Сонячна система обертається навколо центральної частини гігантського скупчення зірок, яке називається Галактикою. У Галактиці налічується понад 100 млрд зірок, котрі утворюють дискподібну систему. До складу Галактики входять окремі зірки, зоряні скупчення і асоціації, а також планетарні та дифузні туманності, які є хмарами розріджених газів і пилу. Розміри Галактики дуже великі. Світло проходить від одного її кінця до іншого за 100 тис. років. Але Галактика лише острів матерії у світовому просторі. Крім нашої Галактики, налічується більше мільярда подібних утворень, які знаходяться від нас на відстані від одного мільйона до кількох мільярдів світлових років. Світловий рік — це відстань, яку проходить промінь світла протягом року, вона дорівнює 9500 млрд км. Таке положення Землі у світовому просторі, матерія якого, постійно змінюючи свою форму, перебуває у вічному русі.

Знання про походження Землі має величезне значення як для вивчення її будови, так і для пояснення тих глибинних процесів, які впливають на її поверхневі частини. Однак і до теперішнього часу цілком достовірно не встановлено, як і з чого утво-

рилася Земля, інші планети, Сонячна система в цілому. Тому наші знання в цьому питанні мають характер науково обгрунтованих припущень — гіпотез. Учені давно намагаються відкрити таємницю походження Землі.

У 1755 р. німецький філософ І. Кант у роботі «Загальна природна історія і теорія неба» дав картину утворення та розвитку Сонячної системи за закономірностями природи. Він вважав, що Сонячна система утворилась із космічної туманності, яка являє собою розсіяну речовину. Цим самим було нанесено удар метафізичному світогляду. У 1796 р. французький астроном і математик П. Лаплас у додатку до книги «Викладення системи світу» дав подібну картину утворення Сонячної системи. Він гадав, що існувала розжарена газова туманність, яка оберталася навколо своєї осі. Із згущення в центрі утворилось Сонце, а із концентричних газових кілець сформувались планети, серед яких і Земля. Ці дві гіпотези за їх близькістю пізніше були відомі під назвою гіпотези Канта — Лапласа. Згідно з цими даними, Земля після утворення була вогняно-рідким тілом. У процесі наступного безперервного охолодження на її поверхні утворилась тверда оболонка — земна кора, яка начебто плавала по розплавленій речовині. Гіпотеза Канта — Лапласа була домінуючою до початку ХХ ст., коли чітко визначились її недоліки. Справа в тому, що ця гіпотеза не могла пояснити ряд закономірностей, спостережених у Сонячній системі, зокрема розподіл моменту кількості руху (деякі супутники планет обертаються в бік, протилежний загальному рухові).

У 1944 р. радянський учений О. Ю. Шмідт запропонував нову гіпотезу утворення планет Сонячної системи: з хмари холодної газопилової матерії, яка оберталася навколо Сонця. Він висловив припущення, що матерія цієї хмари в момент захвату її Сонцем вже мала певний момент кількості руху. У процесі еволюції матерії хмари в ній утворились тіла з розмірами від пилки до астероїдів. Об'єднуючись при русі навколо Сонця, ці тіла утворили планети. О. Ю. Шмідт вважав, що первинно холодна Земля після досягнення певного розміру розігрілась за рахунок накопичення теплоти, яка виділялася радіоактивними елементами при розпаді. Цей процес тривав мільярди років і супроводжувався гравітаційною диференціацією речовини. В результаті такого процесу в Землі утворились окремі оболонки. Гіпотеза О. Ю. Шмідта пояснює майже всі основні закономірності Сонячної системи.

Значний інтерес викликає гіпотеза Е. В. Соботовича (1973). Він звернув увагу на те, що в більшості сучасних гіпотез про утворення Землі вчені виходять з припущення, що вона в початковий період формування складалася з відносно однорідного матеріалу. У цьому матеріалі рівномірно розміщувалися радіоактивні елементи. Але, як показали найновіші дослідження, вміст радіоактивних елементів зменшується з глибиною. Е. В. Соботович вважає, що поблизу хмари з холодної матерії діаметром

1—2 світлових роки стався вибух наднової зірки. Від цього вибуху, при якому була викинута плазма, маса якої дорівнювала приблизно десяти Сонцям, частина хмари почала обертатися, перетворюючись на газ. Пізніше в центральній частині хмари після її ущільнення утворилося Сонце. На периферії хмари були тверді утворення, зародки планет, у тому числі і Землі. У їх складі переважали метали з незначним вмістом радіоактивних елементів. Під час дальшого розвитку на Землю нашарувалась речовина, збагачена радіоактивними елементами, яка виникла внаслідок вибуху наднової зірки. Так пояснює ця гіпотеза концентрацію радіоактивних елементів у поверхневих частинах Землі. Розігрівання Землі, причиною якого стали радіоактивні процеси, зумовило перехід у розплавлений стан поверхневих частин Землі. У результаті наступного твердіння утворилась земна кора.

Необхідність вивчення будови Землі і, особливо, її поверхневих шарів пояснюється тим, що саме з них люди добувають корисні копалини, в тому числі і сировину для будівельних матеріалів. Одночасно вони є основами будов та споруд.

Відповідно до сучасних поглядів Земля складається з кількох концентричних оболонок. Розрізняють зовнішні і внутрішні оболонки. До зовнішніх оболонок належать: атмосфера, гідросфера і біосфера.

А т м о с ф е р а — повітряна оболонка, товщина якої може бути прийнята приблизно 1000 км. До складу атмосфери входять, %: азот — 78,1, кисень — 21,0 та інші гази — 0,9. Нижня частина атмосфери (до висоти 8—10 км над полюсами і 16—18 км над екватором) називається *тропосферою*. Тропосфера містить у собі водяну пару і пил, характеризується безперервним переміщенням повітряних мас, тобто вітрами. Над тропосферою до висоти 80 км знаходиться *стратосфера*, а ще вище — *іоносфера*.

Г і д р о с ф е р а — несучільна водяна оболонка, яка включає воду океанів, морів, озер, річок і підземну воду. Рух води в гідросфері має характер течій та хвилювань.

Б і о с ф е р а — особлива оболонка, куди входить рослинний і тваринний світ Землі.

До внутрішніх оболонок Землі належать: ядро, мантія та кора.

Я д р о має радіус 3470 км. Воно поділяється на зовнішнє і внутрішнє. Щільність речовини в ньому дуже висока і досягає в центральній частині 9—11 т/м³ при тисках 0,30—0,35 млн МПа і температурах не вище 4000 °С. Дані про склад цієї речовини дуже неточні. Вважають, що речовина в зовнішньому ядрі перебуває в розплавленому стані, а внутрішнє ядро тверде. Це підтверджується розрахунками можливості плавлення речовини при відповідних тисках та температурах і тим, що поперечні пружні хвилі, які можуть поширюватися лише в твердих тілах, не проходять через ядро.

Мантія — це оболонка, яка оточує ядро; її товщина близько 2900 км. Виділяють нижню і верхню мантії. Щільність речовини мантії коливається від $3,3 \text{ т/м}^3$ на межі з землею корою до $5,6 \text{ т/м}^3$ на межі з ядром. Температури в цих межах підвищуються від 1000 до 2300 °С. Речовина мантії перебуває у твердому стані, але у верхній мантії на глибинах 100—200 км під материками і 50—100 км під океанами знаходиться розм'яклий шар, у якому виникають осередки розплавів. Розплавлена речовина піднімається до поверхні, впливаючи безпосередньо на земну кору. Речовина верхньої мантії багата залізом та магнієм.

Кора — поверхнева оболонка Землі, яка має середню щільність $2,7 \text{ т/м}^3$. Товщина її під дном океанів становить 5—6 км, а в межах материків вона дорівнює в середньому 35 км. У гірських районах товщина земної кори досягає 70 км. 71 % земної кори покрито водою, 29 % займає суша. Температури в земній корі коливаються від 100 °С на глибині 5—6 км до 1000 °С на межі з мантією.

Земна кора відокремлюється від мантії поверхнею Мохоравичича. На цій поверхні щільність речовини при переході від земної кори до мантії збільшується стрибкоподібно. У земній корі виділяють три шари: осадовий, гранітний і базальтовий. Будова земної кори не однакова під океанами і в межах материків. Під океанами гранітного шару у складі земної кори немає. Шари земної кори утворені гірськими породами, складовими частинами яких є різні мінерали.

Процес формування земної кори, пов'язаний з утворенням гірських порід, відбувався протягом усієї геологічної історії. Земна кора утворена магматичними, осадовими і метаморфічними гірськими породами.

Магматичні породи утворилися в результаті тверднення в товщі земної кори або на її поверхні магми, яка піднімалася із середовищ розплавів у верхній мантії. *Осадові породи* утворилися в результаті накопичення продуктів руйнування всіх порід, які раніше існували. *Метаморфічні породи* є продуктами видозміни магматичних і осадових порід під впливом високих температур і тисків.

На материках виділяють такі значні площі земної кори, як платформи, складчасті системи і пояси.

Платформи мають складчастий фундамент метаморфічних і магматичних порід, які перекриваються відносно молодими осадовими породами. Головними структурними елементами платформи є щити та плити. *Щити* — це ділянки, де породи, що утворюють фундамент, виходять на поверхню або лежать на великій глибині. На ділянках *плит* породи фундаменту значно заглиблені і осадові породи мають велику товщину.

Складчасті системи і пояси характеризуються тим, що на цих площах товщі осадових порід зім'яті в складки,

прорізани тріщинами і містять у собі і на поверхні масиви магматичних порід. Це властиво гірським районам. Складчасті системи і пояси утворились в різний час на місці глибоких морських западин внаслідок складних і тривалих процесів накопичення осадів, зім'яття їх у складки і загального підняття.

Платформи — це найстійкіші площі земної кори, а складчасті системи і пояси — найрухоміші. Вчені вважають, що під фундаментами платформ, складчастими системами і поясами на глибинах 5—10 км залягає гранітний шар, а на глибинах 15—20 км — базальтовий. У цих масивах зосереджені основні маси магматичних порід. У межах Російської платформи виділяють Балтійський та Український щити, Московську, Дніпровсько-Донецьку, Польсько-Литовську, Прикаспійську та інші западини, а також Воронежський, Білоруський та інші виступи; у межах Сибірської платформи — Анабарський та Алданський щити, Тунгуську, Вілюйську, Ангара-Ленську та інші западини. Складчасті системи і пояси — це гірські райони (Карпати, Крим, Кавказ та ін.).

У вирішенні питань, пов'язаних з вивченням будови земної кори, зробили великий внесок радянські вчені Д. В. Чалавкін, А. Д. Архангельський, М. С. Шатський, М. М. Страхов, В. В. Белоусов та ін.

Температурний режим земної кори визначається теплотою, яку вона одержує від Сонця (зовнішня) і від мантиї (внутрішня). Надходження внутрішньої теплоти однакове як у межах материків, так і океанів. Зовнішня теплота безпосередньо впливає на земну кору лише в межах материків. На материках залежно від розподілу температур виділяють три зони, а саме змінних, постійних температур та зону, в якій температура підвищується з глибиною. Зона змінних температур має товщину від 6 м у тропіках до 15—25 м у помірному поясі. До цієї глибини спостерігаються річні коливання температур у гірських породах. Біля поверхні ці коливання досягають 100 °С. У цій зоні в помірному поясі є шар, що промерзає взимку, завтовшки до 2,5 м. Нижче знаходиться зона постійних температур, де температура дорівнює середньорічній температурі відповідних географічних пунктів. Наприклад, для Москви вона становить +3,6 °С. Зона температур, які підвищуються з глибиною, зумовлена внутрішньою теплотою Землі. Це підвищення має певну закономірність. Глибина, на якій температура підвищується на 1 °С, називається *геотермічним ступенем*. Середнє його значення 33 м, але в різних місцях він змінюється від 5 до 150 м. На Північному Кавказі геотермічний ступінь становить 12 м, а в Білорусії — 86,5 м.

Особливості розподілу температур у земній корі треба враховувати при розв'язанні практичних завдань, пов'язаних з будівництвом. Вибираючи глибину закладення фундаментів, слід

враховувати промерзання порід узимку, а також наявність віч-
номерзлих порід. При будівництві складів і сховищ, заглиблених
у ґрунт, їх сталий температурний режим неможливо забезпечи-
ти без урахування розподілу температур у земній корі.

1.2. МІНЕРАЛИ, ЇХ КЛАСИФІКАЦІЯ І ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ

Усі гірські породи складаються з мінералів. *Мінерал* — це
самородний елемент або природна хімічна сполука, яка має свое-
рідний комплекс фізико-хімічних властивостей. Відомо понад
2000 мінералів. За хімічним складом їх поділяють на 10 класів.
Характерні для кожного класу мінерали наведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1. Класифікація мінералів за хімічним складом

Клас	Група	Мінерал	Хімічний склад
Силікати	Польові шпати	Плагіоклаз	$\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2$
		Ортоклаз	$\text{K}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2$
		Авгіт	$\text{Ca} \cdot \text{Al}_2\text{O}_6$
	Троксени	Рогова обманка	Складний
		Мусковіт	$\text{K}_2\text{O} \cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
	Слюди	Біотит	$\text{K}_2\text{O} \cdot 6\text{FeO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
		Хлорити	Олівін
	Глинясті мінерали	Тальк	$4\text{SiO}_2 \cdot 3\text{MgO} \cdot \text{H}_2\text{O}$
		Каолініт	$2\text{H}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$
		Монтморилоніт	Складний
Кварц		SiO_2	
Оксиди	Магнетит	Fe_3O_4	
	Опал	$\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$	
Гідрооксиди	Лимоніт	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$	
	Карбонати	Кальцит	CaCO_3
Доломіт		$\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$	
Сульфати	Гіпс	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	
	Ангідрит	CaSO_4	
Сульфід	Пірит	FeS_2	
Фосфати	Апатит	$\text{Ca}_5(\text{F}, \text{Cl})[\text{PO}_4]_3$	
Галоїди	Галіт	NaCl	
	Сильвін	KCl	
	Графіт	C	
	Алмаз	C	
	Сірка	S	
Самородні елементи	Золото	Au	

Кількість більшості мінералів — невелика, і лише близько 50 з них складають основну масу гірських порід і тому називаються *породоутворюючими*.

За умовами утворення мінерали можна поділити на три групи: *первинні* — утворені при застиганні магми; *вторинні* — утворені внаслідок хімічного та біогенного руйнування первинних мінералів і наступного накопичення продуктів руйнування; *ви-*

дозмінені — утворені внаслідок перетворення первинних і вторинних мінералів під впливом високих температур і тисків.

Більшість мінералів має кристалічну будову і лише невелика частина — аморфну. У кристалах найменші частинки речовини — атоми, іони та молекули — розміщені в певному порядку, утворюючи кристалічні решітки. Кристали звичайно мають форму багатогранників: кубів, октаєдрів, призм та ін. Поверхні, які обмежують кристал, називаються *гранями*; лінії, які утворюються перетином граней, — *ребрами*; точки перетину ребер — *вершинами*.

Важливою властивістю кристалів одного й того ж мінералу є однаковість кутів між відповідними гранями. Це дозволяє розрізнити мінерали шляхом вимірювання гранних кутів. При цьому форма граней і їх розміри можуть бути різними. Мінерали у вигляді кристалів правильної форми знаходять рідко. Частіше вони бувають у вигляді кристалічних зерен або суцільних кристалічних мас. Звичайно кристалічні зерна мінералів утворюють полімінеральні породи. Наприклад, граніт складається з кристалічних зерен кварцу, ортоклазу і слюди. Мономінеральні породи складаються із суцільних кристалічних мас мінералів. Так, мрамур утворюється кальцитом.

Головними фізичними властивостями мінералів є колір, блиск, прозорість, злом, спайність, твердість, щільність.

Колір мінералів буває різний. Виділяють світлі і темні мінерали. Колір риски, яку залишає мінерал на цеглазурованій порцеляновій пластинці, характеризує колір мінералу у вигляді порошку.

Блиск залежить від здатності мінералу заломлювати і відбивати промені світла. Він буває металевий, скляний, перламутровий, шовковистий, жирний тощо.

Прозорість — це властивість тонкої пластинки мінералу пропускати світло. Мінерали бувають прозорі, такі, що просвічуються, і непрозорі.

Злом утворюється при розколюванні мінералів і буває раковистий, шорсткий, нерівний, зернистий тощо.

Спайність — це здатність мінералу розколюватися при ударі в одному, двох і трьох напрямках з утворенням плескатих поверхонь. Розрізняють такі градації спайності: досить досконалу, досконалу і недосконалу. Наприклад, слюда має досить досконалу спайність в одному напрямі, оскільки легко роз'єднується на окремі пелюстки. Недосконалу спайність мають магнетит, кварц та ін.

Твердість характеризується опором мінералу тискові або різанню. Існує стандартна шкала твердості, яка складається з десяти еталонних мінералів, розміщених у порядку збільшення їх твердості: тальк — 1, гіпс — 2, кальцит — 3, флюорит — 4, апатит — 5, ортоклаз — 6, кварц — 7, топаз — 8, корунд — 9, алмаз — 10. Дряпаючи досліджуваний матеріал еталонним, можна встановити його відносну твердість.

Щільність мінералів визначають у лабораторних умовах. Мінерали із щільністю близько $3,5 \text{ т/м}^3$ належать до групи легких, від $3,5$ до 6 т/м^3 — до важких і більше 6 т/м^3 — до дуже важких.

Особливі властивості притаманні деяким мінералам: подвійне променезаломлення, магнітність, запах, смак, розчинність, горючість тощо.

Розглянуті властивості дозволяють розпізнавати мінерали в польових умовах з допомогою спеціальних довідкових посібників-визначників. Користуючись ними, за сукупністю властивостей визначають назву мінералу.

1.3. ГІРСЬКІ ПОРОДИ, ЇХ ПОХОДЖЕННЯ ТА ВІДМІТНІ ОЗНАКИ

Гірські породи — це агрегати мінералів. Вони можуть складатися переважно з одного мінералу (мономінеральні) або з певного співвідношення частин двох і більше мінералів (полімінеральні). Відомо 1000 гірських порід. За походженням (генезисом) їх поділяють на три групи: *магматичні* — утворилися внаслідок застигання магми; *осадові* — утворилися у верхній частині земної кори внаслідок руйнування інших порід та життєдіяльності рослин і тварин; *метаморфічні* — утворилися в результаті наступних змін магматичних і осадкових порід під впливом високої температури і тиску.

Відмітними ознаками гірської породи є мінералогічний склад, структура і текстура. У складі гірських порід переважають мінерали класу силікатів. На їх долю припадає 85 % усіх гірських порід земної кори. Мінералогічний склад визначає лише речовину гірської породи. Умови утворення гірських порід установлюються шляхом вивчення їх структури і текстури.

Структура характеризує особливості внутрішньої будови гірської породи, зумовлені розмірами, формою, кількісним співвідношенням мінералів, які її складають, а також характером зв'язків між частинами породи. Структури магматичної породи бувають повнокристалічні (зернисті), напівкристалічні (кристали та аморфна речовина), аморфні (скловатні). Для осадкових порід характерні уламкові, брекчієвидні, органогенні, змішані та інші структури (рис. 1.1).

Текстура характеризує спосіб заповнення простору гірської породи. Вона відображає особливості зовнішньої будови: масивність, шаруватість, пористість тощо. Текстури бувають масивні, шаруваті, макропористі та ін. (рис. 1.2).

При утворенні магматичних гірських порід магма надходить у товщу земної кори і на її поверхню з магматичних осередків у верхній мантії. Коли магма не досягає поверхні і твердне на глибині, в товщі земної кори утворюються глибинні (інтрузивні) магматичні породи. Якщо магма виливається на поверхню і твердне — утворюються виливні (ефузивні) магматичні породи.

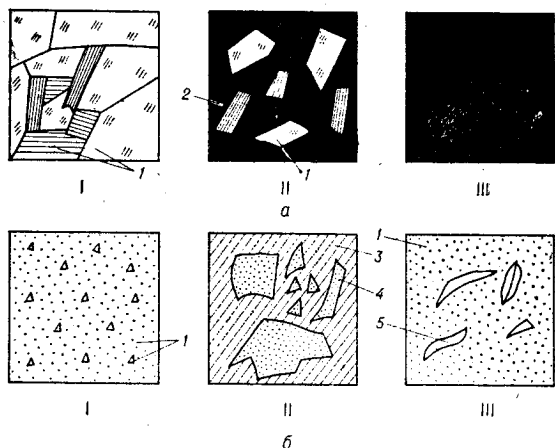


Рис. 1.1. Види структур гірських порід:

a — магматичні породи; *I* — повнокристалічна; *II* — напівкристалічна; *III* — аморфна; *b* — осадкові породи; *I* — уламкова (псамітова); *II* — брекчіївидна; *III* — органігенна (фітоелітова); *1* — зерна; *2* — аморфна речовина; *3* — глина; *4* — уламки; *5* — залишки рослин

Тверднення магми на глибині відбувається повільно, в умовах великих тисків. Цей процес триває іноді тисячі і мільйони років. За цей час встигають викристалізуватися всі мінерали. Спочатку кристалізуються найбільш тугоплавкі мінерали, а потім мінерали з більш низькою температурою плавлення. Тверднення магми на невеликій глибині або на поверхні земної кори відбувається швидко, при низькому тиску. У цих умовах встигають викристалізуватися лише найбільш тугоплавкі мінерали, а решта мінералів твердне, утворюючи мікрोकристалічну або аморфну масу. Вилита на поверхню магма зветься *лавою*. Із лави бурхливо виділяються гази, що містяться в ній, і спінюють

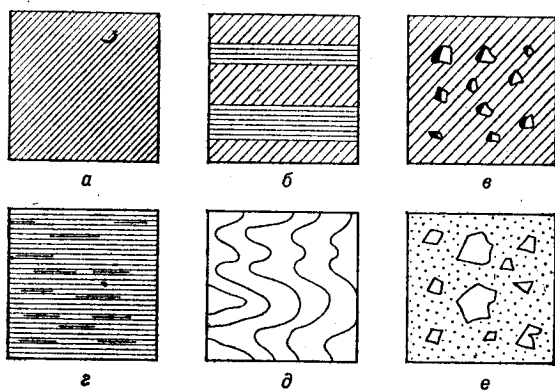


Рис. 1.2. Текстура гірських порід:

a — масивна; *b* — шарувата; *c* — макропориста; *г* — розсіяна; *д* — флюїдальна; *e* — хаотична

її. В результаті застигла лава буває в тій чи іншій мірі пористою. Особливості умов утворення глибинних і виливних порід зумовлюють певну структуру і текстуру цих порід. Для глибинних порід характерні повнокристалічна структура і масивна текстура, а для виливних порід — порфірова або аморфна структура і пориста або флюїдальна текстура.

Залежно від вмісту в магматичних породах SiO_2 , як у вигляді кварцу, так і в складі різних силікатів, вони поділяються на кислі ($\text{SiO}_2 > 65\%$), середні ($\text{SiO}_2 = 52...65\%$), основні ($\text{SiO}_2 = 40...52\%$) і ультраосновні ($\text{SiO}_2 < 40\%$). У кожній глибинній породі є аналог серед виливних, тому що вони мають однаковий вихідний продукт (магму). Загальні відомості про найголовніші магматичні породи наведені в табл. 1.2.

Таблиця 1.2. Найголовніші магматичні гірські породи

Поділ за вмістом SiO_2	Глибинні породи	Виливні порода			Мінеральний склад
		Структура порфірова		Структура аморфна	
		Стародавні	Молоді		
Кислі	Граніт	Кварцовий порфір	Ліпарит	Обсидіан, пемза	Кварц, польовий шпат, біотит, рогова обманка
Середні	Сієніт	Безкварцовий порфір	Трахіт		Польовий шпат, рогова обманка, іноді біотит
	Діорит	Порфірит	Андезит		Польовий шпат, рогова обманка, іноді авгіт
Основні	Габро	Діабаз	Базальт		Авгіт, рогова обманка, польовий шпат, іноді олівін
Ультраосновні	Перидотит		Пікрит		Олівін, авгіт

Основна маса магматичних порід сконцентрована в гранітному і базальтовому шарах земної кори, які утворились на початку геологічної історії шляхом тривалого процесу виплавлення відносно легкої речовини у верхній мантії і її підняття до поверхні. Але процес утворення магматичних порід відбувався і надалі. Магматичні породи утворювались під час проникання магми у товщу вже сформованої земної кори або під час виливання її на поверхню. При цьому формувалися характерні форми залягання магматичних гірських порід: глибинні — батоліти, штоки, лаколіти і жили; виливні — покриви і потоки (рис. 1.3).

Батоліти — це величезні магматичні тіла, утворені на значній глибині, які простежуються в горизонтальному напрямі на десятки кілометрів. Вважають, що нижня частина батоліту досягає магматичного осередку. **Штоки** — це магматичні тіла, витягнуті у вертикальному напрямі, з розмірами в плані до кількох кілометрів. **Лаколіти** — магматичні тіла коропаподібної форми з розмірами в поперечнику від часток до кількох кілометрів. Іноді

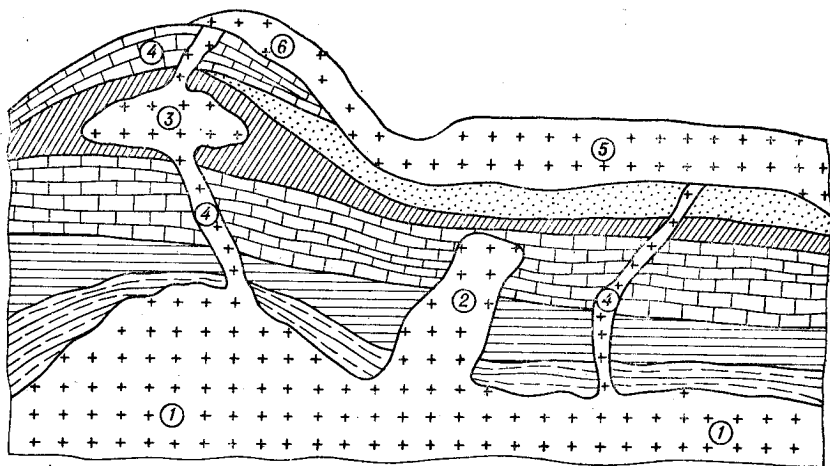


Рис. 1.3. Форми залягання магматичних гірських порід:
 1 — батоліти; 2 — штоки; 3 — лаколіти; 4 — жили; 5 — покриви; 6 — потоки

ді лаколіти внаслідок руйнування порід, з яких вони складаються, виявляються на поверхні, утворюючи окремі гори, як, наприклад, Машук і Бештау на Кавказі. *Жили* утворюються в тріщинах порід, куди під тиском потрапляє магма. Товщина жил звичайно не перевищує кількох метрів. *Покриви* розміщуються на поверхні земної кори. Товщина покривів коливається від кількох метрів до кількох кілометрів. Покриви займають іноді десятки і сотні тисяч квадратних кілометрів. *Потоки* утворюються магмою, яка твердне на схилах.

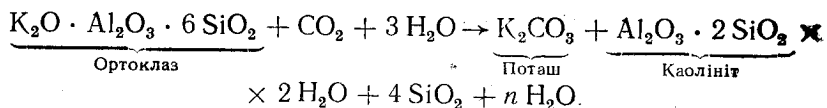
В умовах природного залягання масиви магматичних порід розділені системою тріщин на окремі брили — відокремленості. Тріщини виникають при твердненні магми внаслідок зменшення її об'єму. Кожній магматичній породі властива певна форма відокремленості: у гранітів — матрацовидна, у базальтів — стовпчата. Крім тріщин відокремленостей, є тріщини деформацій, які виникають під впливом зовнішніх, відносно масиву, сил, наприклад тріщини, що виникають при землетрусах.

Утворення осадових порід пов'язане з процесами вивітрювання та денудації. В и в і т р у в а н н я — процес руйнування гірських порід під впливом коливання температур повітря, сонячних променів, води, що замерзає, атмосфери та організмів, а також розчинної дії води. Продукти вивітрювання не завжди залишаються на місці утворення. Вони переміщуються поверхневими текучими водами, кригою льодовиків, яка рухається, вітром, силою ваги в знижені місця — до підніжжя схилів, в долини та западини, на дно озер, морів та океанів. У понижених місцях продукти вивітрювання накопичуються і ущільнюються, утворюючи осадові гірські породи. Вивітрювання буває фізичне, хімічне та органічне.

При фізичному вивітрюванні, яке спричинюється коливанням температур, механічно дією замерзаючої води, хвилеприпливу, вітру та іншими факторами, гірські породи розпадаються на окремі брили, шматки і мінеральні зерна.

При хімічному вивітрюванні гірські породи зазнають більш глибоких змін. У цьому разі утворюються нові мінерали. Хімічне вивітрювання відбувається або як пряме розчинення гірських порід водою, в якій міститься кисень, вуглекислота та інші речовини, або у вигляді різних хімічних реакцій (окислення, карбонізація тощо).

Хімічне вивітрювання ортоклазу відбувається за такою схемою:



Органічне вивітрювання відбувається в результаті життєдіяльності рослинних організмів, які корінням механічно руйнують гірські породи, а різні кислоти, які виділяють організми, спричинюють хімічне перетворення мінералів.

У пустелях і високогірних районах переважає фізичне вивітрювання. В умовах помірного та тропічного клімату фізичне вивітрювання доповнюється хімічним і органічним. Масштаби цих процесів дуже великі. Щороку з материків у моря і океани вносяться близько 5,5 млрд т речовин у розчинах і до 30 млрд т в уламках. Внаслідок накопичення продуктів вивітрювання відбуваються їх ущільнення і цементация.

Осадкові гірські породи поділяються на уламкові, хімічні та органогенні. Уламкові породи утворились із продуктів вивітрювання, перенесених і відкладених у вигляді уламків різноманітної величини. Вони можуть бути пухкими і зцементованими різними природними цементами — глинястим, залізистим, вапнистим, кременистим тощо. Хімічні породи утворилися внаслідок випадання в осад речовин з насичених розчинів при зміні їх параметрів. Ці породи утворюються головним чином у зоні мілкого моря. Органогенні породи утворилися в результаті життєдіяльності організмів, більшість яких мешкають у воді і засвоюють з неї речовини для утворення черепашок або скелетів і, відмираючи, утворюють товщу гірських порід. Деякі породи цього типу утворені рослинною речовиною як на суші, так і в воді. Найголівніші осадкові породи наведені у табл. 1.3.

Мінералогічний склад осадових гірських порід визначається умовами їх утворення. Наприклад, в уламкових породах він відповідає мінералогічному складу тієї породи, з якої вони утворились. Багато порід хімічного походження складаються з одного мінералу: гіпсу, ангідриту, кальциту тощо.

Структура осадових порід дуже різноманітна: так, у пісків вона зерниста, у глини — глиняста, у вапняків — кристалічна.

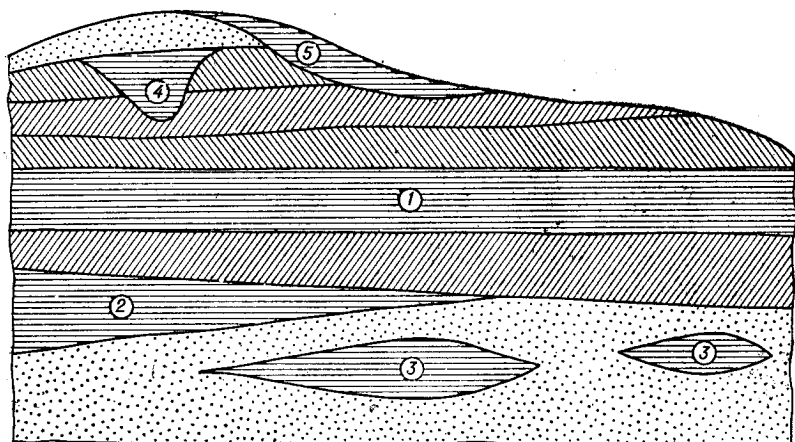


Рис. 1.4. Форми залягання осадових порід:
 1 — паралельне нашарування, 2 — виклинювання пласта; 3 — лінзоподібні поклади;
 4 — мішок, або карман; 5 — шлейф

Щодо текстури, то і більшість осадових порід має шаруватий склад. Форми залягання осадових порід показано на рис. 1.4. Шари осадових порід в умовах непорушного залягання горизонтальні. Потужність товщі осадових гірських порід у земній корі досягає 15—20 км в геосинкліналях.

Метаморфічні породи утворилися з магматичних і осадових внаслідок їх зміни під впливом високих температур і тиску. Цей процес одержав назву *метаморфізму*. Відрізняють регіональний, дислокаційний та контактний метаморфізми.

Регіональний метаморфізм розвивається на великій глибині і охоплює значні простори. Цей процес пов'язаний із зануренням окремих ділянок земної кори на значну глибину під вагою осадів, які накопичуються в западинах, або внаслідок рухів земної кори. На глибині вихідні породи під впливом високого тиску і відносно високих температур перекристалізуються, перебуваючи в твердому стані.

Таблиця 1.3. Найголовніші осадові гірські породи

Уламкові		Хімічні	Органогенні
пухкі	зцементовані		
Галька	Конгломерат	Гіпс	Вапняк
Гравій			
Щебінь	Брекчія	Ангідрит	Доломіт
Жорства			
Пісок	Піщаник	Кам'яна сіль	Крейда
Супісок			
Суглинок	Амвраліт	Вапняк	Торф
Глина	Аргиліт	—	Вугілля

Дислокаційний метаморфізм, або *динамометаморфізм*, відбувається при гороутворенні, коли масиви гірських порід зазнають великого одностороннього стиснення, що зумовлює їх перекристалізацію.

Контактовий метаморфізм пояснюється температурним впливом на вміщуючі породи магми, яка проникає в товщу земної кори. Вздовж контакту з магмою вміщуючі породи зазнають плавлення та випалу з наступною їх перекристалізацією. Крім того, на вміщуючі породи впливають хімічно активні речовини, які виділяються з магми.

Мінералогічний склад метаморфічних порід в основному такий же, як і первинних магматичних і осадових. Але є мінерали, які зустрічаються лише в метаморфічних породах: кордієрит, дистен, ставроліт, андалузит тощо. Метаморфічні породи звичайно мають кристалічну структуру. Текстура більшості метаморфічних порід сланцювата. Така текстура зумовлена характерним розвитком кристалічних зерен при перекристалізації — довгою віссю в напрямі, перпендикулярному до напрямку переважного тиску. Зустрічаються породи і з масивною текстурою.

Найголовніші метаморфічні породи: *гнейси* — утворюються з магматичних (ортогнейси) і осадових (парагнейси) глинястих порід, мають сланцювату текстуру; *філіти* — утворюються з глинястих порід, текстура — сланцювата; *сланці* — утворюються з глинястих порід внаслідок глибокої видозміни, текстура — сланцева; *мармури* — утворюються з вапняків та доломітів, текстура — масивна; *кварцити* — утворюються з пісків і пісковиків, текстура — масивна. Метаморфічні гірські породи не мають певних форм залягання, вони визначаються формою залягання тих порід, з яких вони утворились.

1.4. ВІК ГІРСЬКИХ ПОРІД І ШКАЛА ГЕОЛОГІЧНОГО ЧАСУ

Гірські породи утворювались у різний час, протягом усієї геологічної історії. Спочатку утворювались магматичні породи, потім осадові і метаморфічні. Кожна гірська порода має певний вік. Дані про вік гірських порід необхідні для систематизації їх відкладень і складання геологічних карт і розрізів. Гірські породи, утворені одночасно у схожих умовах, мають приблизно однакові властивості. Розрізняють відносний і абсолютний вік.

Відносний вік визначають стратиграфічним і палеонтологічним методами. Стратиграфічний метод дозволяє визначити відносний вік осадових порід у даному місці, в умовах непорушеного залягання. При цьому нижній пласт давніший за той, що знаходиться над ним. Палеонтологічний метод дає змогу визначити відносний вік осадових порід по закам'янілих рештках стародавніх організмів, які знаходяться в цих породах. Для цього придатні лише ті види викопних організмів, які швидко змінювались у процесі еволюції. Ці організми називаються *керівними копалинами*. Прикладом можуть бути зовнішньо черепашкопо-

дібні молюски-амоніти. Так можна визначити відносний вік як для випадків порушеного залягання осадових порід, так і для випадків, коли ці породи розташовані в різних місцях. Наприклад, наявність певного виду амонітів у товщі осадової породи в Європі і Північній Америці вказує на те, що ці породи утворились одночасно. В окремих випадках можна визначати відносний вік магматичних порід. Якщо вміщуюча порода має слі-

Таблиця 1.4. Геохронологічна і стратиграфічна шкали геологічної історії Землі

Ера (група)	Вік, млн років	Період (система)			Найголовніші етапи геологічної історії
		Назва	Тривалість, млн років	Час початку, млн років	
Кайнозойська	70	Четвертинний (антропогеновий)	1	1	Поява і розвиток людини. Материкове обледеніння в північній частині Російської та Сибірської платформ
		Неогеновий	24	25	Остаточне формування Альп, Карпат, Кавказу, Колетдагу і Паміру (альпійська складчастість)
		Палеогеновий	45	70	На Тянь-Шані, Алтай та Саянах з'являються брилові підняття і опущення. Формується западина оз. Байкал
Мезозойська	155	Крейдяний	70	140	Початок утворення в крейдяному періоді Альп, Карпат, Кавказу, Колетдагу і Паміру. Продовжується формування платформ. Море на європейській частині країни в крейдяному періоді розташовується вузькою смугою
		Юрський	45	185	
		Триасовий	40	225	
Палеозойська	345	Пермський	45	270	З'являються спочатку Саяни, Кузнецький Алатау, Алтай, хребти Забайкалля, Становий хребет, а пізніше Урал, Тянь-Шань та ін.
		Кам'яновугільний	50	320	Горотворні процеси супроводжуються інтенсивними укорінюваннями магми в товщу земної кори та виливанням її на поверхню
		Девонський	80	400	
		Силурійський	20	420	
		Ордовіцький	60	480	
Протерозойська	1280	Кембрійський	90	570	Інтенсивна діяльність внутрішніх процесів періодично змінюється станом спокою. У кам'яновугільний період море займає всю європейську частину країни. Формування платформ за рахунок геосинкліналій
				1850	Земна кора нестійка. Відбуваються величезні вулканічні виверження (вибухи) та інтенсивні горотворні процеси
Архейська	1650			1850	

ди плавлення і випалення, то магматична порода утворилась пізніше, ніж вміщуюча. Якщо таких слідів немає, то раніше утворилась магматична порода.

Абсолютний вік гірських порід визначають радіологічними методами. Найбільш поширений аргонний метод. Ортоклази і слюди містять хімічний елемент калій, у складі якого є близько 0,011 % слабкорadioактивного нукліда ^{40}K . Цей нуклід нестійкий. Продуктом його розпаду (період напіврозпаду ^{40}K дорівнює 1,92 млрд років) є нуклід ^{40}Ar . Вік гірських порід визначається за відношенням $^{40}\text{Ar}/^{40}\text{K}$. Вміст ^{40}Ar у мінералах і породах визначають спектрометричним методом, вміст ^{40}K — хімічним способом. Встановлено, що вік гірських порід дорівнює вікові мінералів, тобто часові їх кристалізації. Винятком є осадові уламкові породи, де мінерали старіші за породу. Абсолютний вік найдавніших магматичних порід Кольського півострова та Придніпров'я, визначений аргонним методом, дорівнює 3,5 млрд років. Вік Землі як планети — не менше 4,5 млрд років.

Залежно від відносного і абсолютного віку гірських порід, геологічна історія, тривалість якої прийнято вважати 3,5 млрд років, за часом була розділена на 5 ер. Товщі гірських порід, які утворилися в той час, поділяють на 5 груп. Ери ділять на періоди, групи — на системи, періоди у свою чергу на епохи (з поділом на віки, століття), а системи — на відділи (з поділом на яруси). Існують шкали: геохронологічна і стратиграфічна, тобто за часом і за відкладеннями. У сучасному вигляді вони показані в табл. 1.4. Там же вказані найголовніші етапи геологічної історії.

Розміщення гірських порід різного віку в земній корі відображають на оглядових, регіональних і детальних геологічних картах. Геологічні карти складають за даними геологічної зйомки, які наносять на топографічну основу. Масштаби геологічних карт бувають від 1:5 000 000 у оглядових до 1:100 000 і більше у детальних. Розповсюдження гірських порід або товщ, що утворилися в певний час, позначають за допомогою штриховки та індексів. Геологічні карти доповнюють розрізами і використовують при проведенні інженерно-геологічних досліджень, де вони є вихідними документами і основою для складання інженерно-геологічних карт і розрізів.

Контрольні запитання і завдання для самостійної роботи

1. Дайте характеристику Землі як планеті Сонячної системи.
2. Покажіть на схемі будову Землі і дайте характеристику її оболонки.
3. Яка будова земної кори?
4. У чому полягає особливість розподілу температур у земній корі і як це враховується при зведенні будівель і споруд?
5. Як поділяють мінерали за хімічним складом?
6. За якими ознаками фізичного стану розрізняють мінерали?
7. Як розрізняють гірські породи за їх походженням?
8. Які ознаки вважаються відмітними для гірських порід?
9. Чим характерні магматичні гірські породи?

10. Які основні властивості осадових гірських порід?
11. Чим характерні метаморфічні гірські породи?
12. Як визначають відносний вік гірських порід?
13. Як визначають абсолютний вік гірських порід?
14. Чим відрізняються геохронологічна і стратиграфічна шкали геологічної історії Землі?

2. ГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ПРОЦЕСИ

2.1. ЗАГАЛЬНІ ПОНЯТТЯ ПРО ГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ПРОЦЕСИ

На поверхні Землі і в її надрах постійно відбуваються процеси, які безперервно змінюють її будову та склад. Ці процеси називаються *геологічними*. Більшість з них відбувається дуже повільно порівняно з життям людини і навіть всього людства. Але саме вони протягом мільярдів років історії Землі призводили до різких і великих змін у її зовнішньому вигляді і внутрішній будові. Серед геологічних процесів є й такі, які проходять дуже бурхливо і призводять до катастрофічних наслідків. До них можна віднести виверження вулканів, землетруси, раптові обвали, повені тощо. Але ці процеси проявляються порівняно рідко і охоплюють незначні за площею ділянки земної кори. Їх роль в історії Землі другорядна.

Для зручності вивчення всі геологічні процеси ділять на внутрішні і зовнішні. *Внутрішні процеси* виникають під впливом дії внутрішніх сил Землі на земну кору. *Зовнішні процеси* є наслідком взаємодії земної кори з атмосферою, гідросферою та біосферою. Процеси внутрішньої динаміки Землі — ендогенні — проявляються у вигляді тектонічних рухів земної кори, вивержень вулканів, землетрусів. Процеси зовнішньої динаміки Землі — екзогенні — поділяються на три групи: вивітрювання, денудація та акумуляція. Внаслідок вивітрювання відбувається руйнування гірських порід і мінералів. Воно зводиться до механічного дроблення, розпушування та зміни хімічних властивостей під впливом води, кисню, вуглекислого газу і життєдіяльності організмів. Під денудацією розуміють сукупність процесів перенесення продуктів вивітрювання з підвищень до знижених ділянок рельєфу з допомогою сили тяжіння, проточних вод, рухомих льодовиків, вітру тощо.

Акумуляція, або осадонакопичення, — це сума процесів накопичення продуктів руйнування гірських порід. Вона є першою стадією утворення нових осадових гірських порід.

Внутрішні і зовнішні процеси відбуваються одночасно протягом усієї геологічної історії Землі. При цьому в їх діяльності виявляється така загальна закономірність: внутрішні процеси утворюють на поверхні Землі нерівності — гори і западини, а зовнішні — нівелюють ці нерівності, знижують гори та заповнюють западини.

Інженерна геологія вивчає сучасні геологічні процеси, що виникають у зв'язку з інженерною діяльністю людини. Тут розглядають питання про вплив геологічних процесів на інженерні споруди, а також явища зворотного зв'язку — як інженерні споруди можуть спричинити та змінити наявні природні геологічні процеси. Такі процеси називаються *інженерно-геологічними*. При їх вивченні виявляється характер взаємодії споруд і гірських порід, а також можливі зміни природних обставин. Нерідко геологічні та інженерно-геологічні процеси відбуваються однаково, але причини їх різні.

Приклади зв'язку між геологічними та інженерно-геологічними процесами:

Геологічні процеси

Ущільнення осадових порід під власною вагою і вагою гірських порід, розміщених вище

Зсуви, утворені внаслідок зміни напруженого стану глинястих порід біля підніжжя схилу

Осідання поверхні Землі внаслідок суфозійних явищ, що виникають при русі підземних вод на крутих схилах

Псевдокарсти в лесових ґрунтах внаслідок проникнення атмосферних вод

Виходи підземних вод на поверхню у вигляді струмків і джерел

Інженерно-геологічні процеси

Ущільнення ґрунтів під фундаментами споруд

Зсуви, утворені внаслідок навантаження схилу спорудами, розміщеними в його верхній частині

Осідання поверхні Землі внаслідок суфозійних явищ, що виникають при відкритому водовідведенні з глибоких котлованів

Утворення пустот у товщі лесових порід внаслідок витоку із систем водоводів

Колодязі і свердловини для підземних вод

2.2. РУХИ ЗЕМНОЇ КОРИ ТА ДИСЛОКАЦІЇ

У земній корі постійно відбуваються різні рухи. Якщо причиною рухів є внутрішні сили Землі, їх називають *тектонічними*. Розрізняють три основних типи тектонічних рухів: коливальні, складчасті та розривні. Такі рухи відбувалися як у минулому, так і зараз.

Колівальні рухи охоплюють великі ділянки платформ, складчастих систем і поясів. Вони виражаються в періодичних повільних підняттях і опусканнях земної кори. Зараз окремі ділянки Балтійського щита (Кольський півострів) та Українського щита (Правобережжя Дніпра) піднімаються зі швидкістю 6—8 мм, а Воронезького виступу — до 15—20 мм за рік. У той же час пониззя р. Терек опускається на 5—7 мм за рік. Підняття в складчастому поясі Паміру та Тянь-Шаню місцями досягають 50 мм за рік.

Про підняття суші можна судити за наявністю хвилеприбійних терас, піднятих над рівнем моря. Наприклад, у районі м. Сухумі до висоти 900 м над рівнем моря є шість терас. Затоплення морем русел рік свідчать про опускання суші.

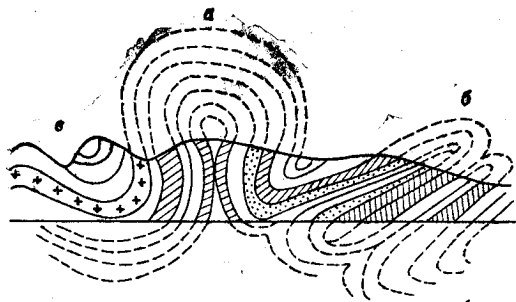


Рис. 2.1. Складки:

а — антиклінальна в'ялоподібна; б — антиклінальна перевернута; в — синклінальна

щі осадових порід. Чергування в ній шарів, утворених на суші і в морі, вказує на підняття і опускання суші, які супроводжувались наступанням та відступанням моря.

Коливальні рухи земної кори визначають характер геологічної діяльності поверхневих текучих вод і моря. Підняття посилює процеси розмивання суші текучими водами, а опускання послаблює (зменшує) їх. Опускання суші веде до активізації процесу руйнування берега хвилями прибою. Зміни висотного положення поверхні суші внаслідок коливальних рухів слід урахувати при проектуванні мостів, гребель, каналів, доріг на безрези моря.

Складчасті рухи призводять до утворення складок у товщах осадових гірських порід. Явище повзучості, яке розвивається в гірських породах при тривалому впливі стискуючих сил, сприяє зім'яттю в складки пластів, у тому числі і порід скельного типу. Складки утворюють складчасті системи і пояси на значних просторах. Складки бувають двох видів: антиклінальні (опуклі) та синклінальні (увігнуті) (рис. 2.1).

Розривні рухи утворюють у земній корі глибокі розломи, по яких окремі її ділянки опускаються вниз, утворюючи провалля, а інші піднімаються вгору, утворюючи виступи. Провалля одержали назву грабенів, підняття — горстів (рис. 2.2). Озеро Байкал є великим грабеном, заповненим водою. Рух масивів гірських порід по вертикалі часто супроводжується зміщеннями, по горизонталі — зсувами.

Складчасті та розривні рухи являють собою горотворний процес. Багато вчених вважають, що такі рухи виникають у зв'язку з горизонтальним переміщенням великих ділянок земної кори — плит. Цей процес має глобальний характер.

Внаслідок процесів гороутворення виникають різноманітні порушення залягання гірських порід, які називаються *дислокаціями*. Дислокації бувають без розриву суцільності порід (наприклад, складка) та з розривом суцільності (наприклад, горст і грабен).

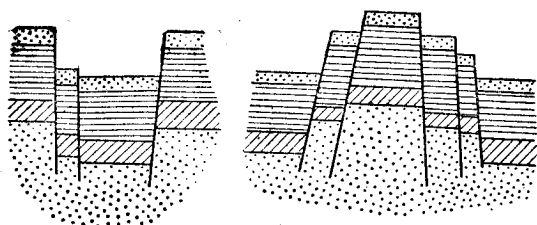


Рис. 2.2. Дислокації, що виникають під час розривних рухів земної кори:
а — грабен; б — горст

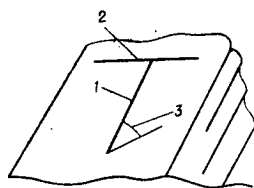


Рис. 2.3. Елементи залягання похилих пластів:
1 — лінія падіння; 2 — лінія простягання; 3 — кут падіння

Наявність дислокацій на ділянці будівництва створює своєрідні умови проведення будівельних робіт. Так, у верхній частині антиклінальних порід розбиті тріщинами в процесі гороутворення. Тому вони швидко руйнуються. Нерідко в місцях давніх антикліналей зустрічаються поглиблення, утворені внаслідок руйнування та винесення ослабленої породи. Навпаки, в нижній частині синкліналі (мульді) породи напружені за рахунок стискуючих напруг. При розробці таких порід часто трапляються раптові обвали стійких на перший погляд схилів і навіть викид уламків. Наявність дислокацій значно ускладнює інженерно-геологічні умови будівельних майданчиків. Доводиться робити фундаменти однієї споруди на різних ґрунтах, що може спричинити нерівномірні деформації. Похиле залягання пластів гірських порід визначає небезпеку утворення зсувів.

Просторове положення пласта визначається елементами залягання: азимутами ліній простягання і падіння та кутом падіння (рис. 2.3).

Простягання пласта характеризується лінією, яка утворюється при перетині площини пласта з горизонтальною площиною. *Падіння пласта* визначається лінією, проведеною в площині пласта перпендикулярно до лінії простягання. *Кут падіння пласта* — це кут між площиною пласта і горизонтальною площиною.

Для визначення елементів залягання пласта під час геологічної зйомки застосовують гірський компас. Він відрізняється від звичайного тим, що має градусний поділ лімба, направлений проти годинникової стрілки. Для визначення азимута лінії падіння його встановлюють у горизонтальне положення південною стороною до лінії простягання. Відлік проти північного кінця магнітної стрілки дає азимут лінії падіння. Лінія простягання має два азимуту. Кут падіння визначається за допомогою виска, який є в гірському компасі. Кінцеві виміри елементів залягання пласта можуть мати такий вигляд: ПЗ 234°, 21°. Із запису випливає, що пласт має кут падіння на південний захід, а його площина розташовується відносно горизонту під кутом 21°. Щоб визначити азимут простягання, досить додати або відняти 90° від азимута падіння.

2.3. МАГМАТИЗМ І ВУЛКАНИ

Процеси проникання магми в товщу земної кори з осередків розплавів у верхній частині мантії називаються *магматизмом*. Магматизм буває глибинним та поверхневим (див. утворення магматичних порід). Поверхневий магматизм виявляється в діяльності вулканів. *Вулканом* називається місце прориву магми на поверхню земної кори. Найчастіше магма надходить на поверхню по трубоподібних каналах. У цьому випадку продукти виверження утворюють конусоподібні гори з кратерами на вершинах. Це центрально-кратерні вулкани. При виверженні таких вулканів спостерігається викид газів, попелу, уламкового матеріалу, а також виверження лави. Вулкани діють періодично з інтервалом від кількох місяців до кількох сотень років. Нерідко виверження вулкана супроводжується землетрусом.

Вулкани умовно поділяють на діючі та згаслі. На Землі відомо 624 діючих (з них 78 підводних) та до 4000 згаслих вулканів. Багато вулканів — 67 діючих (з них 2 підводних) — знаходиться на Камчатці та Курильських островах. Найбільшим діючим з них є Ключевська Сопка висотою 4810 м. Вважають, що конус цього вулкана утворився внаслідок 700 вибухів. При виверженні в 1945 р. було викинуто 0,6 км³ попелу, який покрив 2/3 території Камчатки шаром у 4 см. Виверження закінчилось виливанням лави. Відбуваються і більш грандіозні виверження. При виверженні вулкана Катмай (Аляска) в 1912 р. було викинуто в атмосферу до 20 км³ попелу та уламкового матеріалу. При виверженні вулкана Кракатау (Індонезія) об'єм попелу та уламкового матеріалу досягав 80 км³.

Інший характер вивержень мають вулкани тріщинного типу. Виверження таких вулканів тепер відбувається рідко. У 1783 р. в Ісландії з тріщини довжиною 24 км вилилося 12 км³ лави. Поток цієї лави розлився по площі 550 км². При цьому один з потоків мав довжину 40 км. У геологічному минулому таких вулканів було багато.

На ранніх етапах геологічної історії діяли вулкани площинного типу. Під час їх виверження наближена до поверхні магма поглинала гірські породи земної кори, утворюючи розплави на величезних площах. Вважають, що покрив Деканського нагір'я в Індії площею 500 тис. км², а також покриви Якутії утворилися саме так.

Більшість сучасних вулканів територіально віднесені до двох основних поясів тектонічної активності, які охоплюють усю земну кулю: Тихоокеанського та Середземноморсько-Індонезійського.

2.4. ЗЕМЛЕТРУСИ

Двигіння окремих ділянок земної кори називають *землетрусами*. Вони відомі також як сейсмічні явища. При сильних землетрусах будинки та споруди пошкоджуються, а іноді і зовсім

руйнуються, що нерідко спричинює загибель людей. Під час землетрусів у містах Токіо та Йокогама (Японія) в 1923 р. були повністю або частково зруйновані та дуже пошкоджені близько 500 тис. будівель, загинуло майже 140 тис. чоловік і більше 100 тис. чоловік отримали поранення. Зміщення поверхні Землі досягали 4 м у горизонтальному та 1,5 м у вертикальному напрямках. Відбулися значні вертикальні зміщення дна бухти Сагамі, внаслідок чого виникла морська хвиля заввишки 12 м, яка ринула на берег. Такі хвилі називають *цунамі*.

Як і вулкани, землетруси пов'язані в основному з Тихоокеанським та Середземноморсько-Індонезійським поясами. Величезні сейсмічні райони: Карпати, Крим, Кавказ, Середня Азія, Прибайкалля, Східний Сибір, Далекий Схід, Камчатка. Відомі сильні землетруси в містах Алма-Аті (1887 р.), Шемасі (1902 р.), Ашхабаді (1948 р.), Ташкенті (1966 р.), Газлі (1976 р.), а також у Вірменії (1988 р.), Таджикистані (1989 р.).

За походженням землетруси поділяють на денудаційні, вулканічні та тектонічні. Денудаційні і вулканічні землетруси мають місцеve значення. *Денудаційні* землетруси виникають при обвалі склепінь пустот у верхніх шарах земної кори і при обвалах у горах, а *вулканічні* — при виверженні магми.

Переважна більшість землетрусів *тектонічного походження*. Вони часто мають катастрофічний характер. Виникнення цих землетрусів пов'язане з деформаціями зсуву та розтягання в масивах гірських порід земної кори і речовини у верхній частині мантії під час тектонічних рухів. Коли напруга і деформації досягають критичних значень, відбувається руйнування масиву, яке супроводжується ударами маси порід або речовини мантії. Осередок землетрусу знаходиться на деякій глибині і називається *гіпоцентром*, а ділянка на поверхні, розташована над ним, — *епіцентром*. Залежно від глибини гіпоцентра виділяють поверхневі (до 50 км), проміжні (50—300 км), глибокофокусні (більше 300 км) землетруси.

Внаслідок удару в гіпоцентрі виникають пружні сейсмічні хвилі двох типів: поздовжні та поперечні. Ці хвилі поширюються від гіпоцентра в усіх напрямках і передають енергію удару в оточуюче середовище. Поширення сейсмічних хвиль відбувається з затуханням амплітуди їх коливань. При сильних землетрусах сейсмічні хвилі проходять через усю земну кулю.

Поздовжні хвилі характерні тим, що коливання частинок середовища, через яке вони проходять, відбувається в напрямі поширення хвилі. Це хвилі згущення і розрядження (рис. 2.4, а). Вони розповсюджуються як у твердому, так і в рідкому середовищі. *Поперечні хвилі* — це хвилі зсуву. Тут коливання частинок відбуваються у напрямі, перпендикулярному до напрямку поширення хвилі (рис. 2.4, б). Поперечні хвилі поширюються лише в твердому середовищі, тобто в середовищі, яке має опір зсуву. Через розплави і воду ці хвилі не проходять.

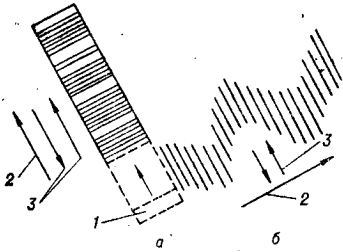


Рис. 2.4. Схема утворення сейсмічних хвиль:

a — поздовжніх; *б* — поперечних;
 1 — осередок землетрусу; 2 — напрям поширення хвилі; 3 — напрям коливання частинок

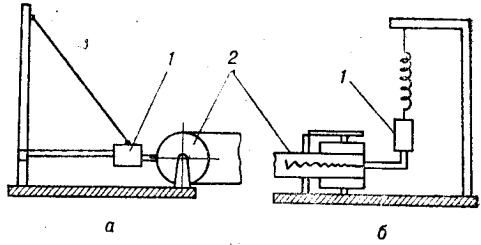


Рис. 2.5. Принципові схеми сейсмографів для реєстрації коливань:

a — горизонтальних; *б* — вертикальних; 1 — маятник; 2 — записуючий пристрій

Поздовжні та поперечні хвилі при переході з одного середовища в інше заломлюються та відбиваються. Цю властивість сейсмічних хвиль використовують для вивчення будови глибоких надр Землі. Внаслідок взаємодії поздовжніх та поперечних хвиль біля поверхні Землі виникають поверхневі хвилі, які поширюються по поверхні, утворюючи вали і западини певної висоти. Швидкість поверхневих хвиль найменша.

Землетруси реєструють з допомогою сейсмографів, які бувають двох типів: для реєстрації вертикальних і горизонтальних коливань (рис. 2.5). На сейсмічній станції встановлюють три сейсмографи: два реєструють горизонтальні коливання і один — вертикальні. Сейсмографи, що реєструють горизонтальні коливання, встановлюють так, щоб маятник одного з них коливався в меридіональному напрямі, а другий — у широтному.

Записані на світлочутливий папір коливання маятника при землетрусі називаються *сейсмограмою*. Сейсмограма дозволяє за різницею в часі приходу поздовжніх та поперечних хвиль визначити відстань до епіцентра. Коли відстань до епіцентра відома на кількох сейсмічних станціях, то його положення визначають *методом засічок*.

Сила землетрусу в гіпоцентрі характеризується магнітудою, а його інтенсивність на поверхні (сейсмічність) оцінюється в

Таблиця 2.1. Магнітуда землетрусів залежно від енергії землетрусу в гіпоцентрі

Енергія землетрусу в гіпоцентрі <i>E</i> , Дж	Логарифм енергії	Магнітуда	Енергія землетрусу в гіпоцентрі <i>E</i> , Дж	Логарифм енергії <i>I</i>	Магнітуда
10^3	3	1	10^{13}	13	6
10^5	5	2	10^{15}	15	7
10^7	7	3	10^{17}	17	8
10^9	9	4	10^{19}	19	9
10^{11}	11	5			

Таблиця 2.2. Характеристика пошкоджень будівель залежно від магнітуди землетрусів

Інтенсивність, бали	Зміщення поверхнячного маятника, мм	Прискорення, см/с ²	Характеристика пошкоджень будівель і споруд (за С. В. Медведєвим)	Примітка
6	1,1—2	25—50	У багатьох будинках легкі пошкодження. В деяких будинках груп А, Б та В значні пошкодження. В окремих випадках тонкі тріщини на дорогах	
7	2,1—4	50—100	У більшості будівель групи А значні пошкодження і в окремих — зруйнування. У більшості будівель груп Б та В легкі пошкодження і в окремих — значні. У багатьох будинках групи Г легкі пошкодження і в деяких — значні пошкодження. В окремих випадках зсуви на крутих схилах насипів доріг, тріщини на дорогах та руйнування стиків трубопроводів. Пошкодження кам'яних огорож	Група А — одноповерхові будинки зі стінами із рваного каменю, цегли-сирцю, саману. Група Б — цегляні та кам'яні будинки. Група В — блочні та великопанельні будинки.
8	4,1—8	100—200	У багатьох будинках групи А зруйнування і в окремих — обвали. В більшості будівель груп Б і В значні пошкодження, а в окремих — зруйнування. Більшість будинків групи Г має легкі пошкодження і в багатьох — значні пошкодження. Невеликі зсуви на крутих укосах виїмок та насипів доріг. Окремі випадки розриву стиків трубопроводів. Пам'ятники та статуї зрушуються. Кам'яні огорожі руйнуються	Група Г — дерев'яні будинки
9	8,1—16	200—400	У багатьох будинках групи А обвали. У багатьох будинках груп Б і В зруйнування, а в окремих — обвали. В багатьох будинках групи Г значні пошкодження і в окремих — зруйнування. В окремих випадках скривлення залізничних рейок і пошкодження насипів доріг. Багато тріщин на дорогах. Розриви та пошкодження трубопроводів. Пам'ятники і статуї перекидаються. Більшість труб та башт руйнується	

балах. Інтенсивність та магнітуда землетрусу в балах зв'язані такою емпіричною формулою:

$$I = 1,5 M - 3,5 \lg h + 3, \quad (2.1)$$

де I — інтенсивність землетрусу, бали; M — магнітуда; h — глибина гіпоцентра, км.

Енергія землетрусу в гіпоцентрі, Дж, від якої залежить його сила, може бути визначена за формулою Б. Б. Голіцина

$$E = \pi^2 \rho v (A/T)^2, \quad (2.2)$$

де ρ — щільність земної кори; v — швидкість поширення сейсмічних хвиль; A — амплітуда коливань; T — період коливань.

Енергія найслабших землетрусів, які можуть бути зареєстровані сейсмографами, дорівнює 10^8 Дж, а найсильніших — 10^{19} Дж. У цьому інтервалі й була складена шкала землетрусів за силою, яка оцінюється магнітудою (табл. 2.1). Інтенсивність землетрусів визначають за 12-бальною шкалою залежно від величини зміщення пружного сферичного маятника в сейсмометрі системи С. В. Медведєва або сейсмічного прискорення, що виникає в породах, які утворюють основи будинків і споруд:

$$\alpha = A 4 \pi^2 / T^2. \quad (2.3)$$

У табл. 2.2 наведено характеристику пошкоджень будівель та споруд під час землетрусів.

На основі матеріалів вивчення землетрусів складають сейсмічні карти. З допомогою сейсмічних карт можна одержати дані про сейсмічність пункту, який нас цікавить, у балах. Одержані таким чином значення сейсмічності уточнюються з урахуванням геологічної будови та гідрологічних умов конкретного майданчика. Уточнення роблять за допомогою карт сейсмічного мікродіагностування.

2.5. ВИВІТРЮВАННЯ І ЕЛЮВІАЛЬНІ ВІДКЛАДИ

Продукти вивітрювання, які залишилися на місці їх утворення, називаються *елювієм*, або *елювіальними відкладами*. Важливою властивістю цих відкладів є те, що вони залягають на тій породі, з якої вони утворились. Найчастіше зустрічається елювій магматичних, метаморфічних та скельного типу осадових порід. Елювіальна товща (кора вивітрювання) має потужність від часток метра до кількох

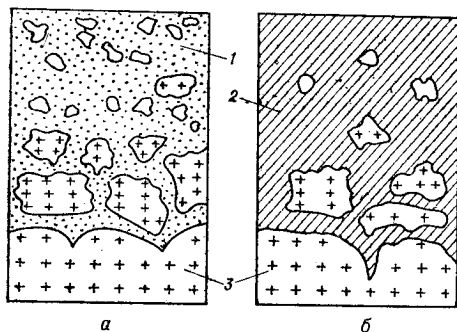


Рис. 2.6. Елювій при вивітрюванні: а — фізичному; б — хімічному; 1 — пісок; 2 — глина; 3 — корінна порода

часток метра до кількох десятків метрів. Склад елювію досить різноманітний і зумовлений як видом корінної породи, так і характером вивітрювання. Якщо корінна порода магматична і переважає фізичне вивітрювання, то елювій буде складатися з піску, жорсткої, щебеню та великих уламків. Коли переважає хімічне вивітрювання, то елювій, що залишився на тій же корінній породі, буде представ-

лений глинястими породами з включенням уламкового матеріалу (рис. 2.6).

Товщу елювію М. В. Коломенський радить розділити на чотири зони: тонкого дрібнення, дрібноуламкову, брилову і монолітну. У перших трьох зонах розмір частинок поступово збільшується зі збільшенням глибини. У монолітній зоні зовнішніх ознак зміни корінної породи немає. Але не в усіх випадках у товщі буває чотири зони. Так, матеріал зони тонкого дрібнення може зміщуватися процесами денудації. Якщо ж процеси вивітрювання в даній товщі почалися недавно, то вся товща елювію буде мати лише брилову та монолітну форми.

2.6. ГЕОЛОГІЧНА РОБОТА ПОВЕРХНЕВИХ ТЕКУЧИХ ВОД І УТВОРЕННЯ ДЕЛЮВІАЛЬНИХ, АЛЮВІАЛЬНИХ І ПРОЛЮВІАЛЬНИХ ВІДКЛАДІВ

До поверхневих текучих вод належать тимчасові водні потоки, що виникають під час дощів і танення снігу, а також струмки та ріки. Всі ці води виконують величезну геологічну роботу. В процесах денудації вони відіграють головну роль. Текучі води руйнують гірські породи, переносять зруйнований матеріал у розчинах, у змуленому стані та шляхом переміщення по дну і відкладають його в понижених місцях. Процеси руйнування гірських порід водою, яка рухається, одержали назву *ерозії*.

Розрізняють площинну ерозію — *змивання* — та глибинну і бічну ерозію — *розмивання*. При змиванні найменші струмочки дощових і талих вод рухаються по поверхні схилу і зміщують у нижню його частину та до підніжжя дрібні та найменші частинки порід. Накопичуючись, цей матеріал утворює делювій, або *делювіальні відклади* (рис. 2.7). Потужність цих відкладів коливається від часток метра до кількох десятків метрів. Вони бувають представлені суглинками та супісками. Делювіальні відклади зустрічаються всюди, навіть на схилах з невеликими уклонами. Під час розмивання вода рухається по схилу по утворених нею заглибленнях — руслах. У цьому випадку водяний потік поглиблює та розширює русло. Відбувається прорізання схилу, яке починається з точки, розміщеної біля підніжжя схилу. Ця точка називається *базисом ерозії*. Прорізання схилу йде в напрямі, протилежному рухові води. Нижче базису ерозії розмивання порід не відбувається. В міру того як потік прорізає схил, поздовжній профіль його русла стає дедалі пологішим (рис. 2.8).

Розмиваючи породи у верхній частині русла, потік переносить зруйнований матеріал і відкладає його біля базису ерозії. Так виникає конус вино-

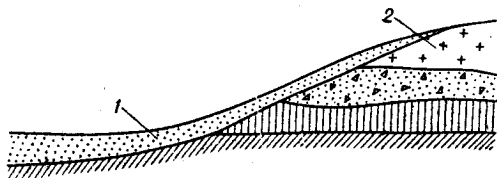


Рис. 2.7. Делювіальні відклади:
1 — делювій; 2 — корінна порода

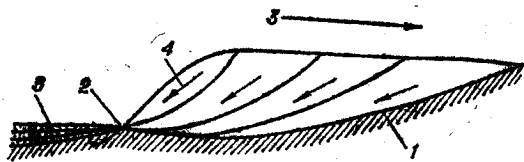


Рис. 2.8. Схема ерозійного процесу:
1 — русло; 2 — базис ерозії; 3 — напрям прорізання
схилу; 4 — напрям руху води; 5 — конус виносу

зійний процес припиняється. Характер діяльності потоку залежить від зміни положення базису ерозії. Якщо в потоці, який виробив профіль рівноваги, знизити базис ерозії, то він буде виробляти новий профіль рівноваги, знову поглиблюючи та розширюючи русло. Якщо ж у потоці, де відбувається поглиблення та розширення русла, підвищити базис ерозії, то новий профіль рівноваги буде вироблятися шляхом заповнення русла зруйнованим матеріалом.

Вказані закономірності правильні як для тимчасових потоків, так і для струмків та річок.

Тимчасові водні потоки утворюють на схилах яри, а струмки й ріки — заглиблення, які називаються *долинами*. Яри найбільш інтенсивно розвиваються на схилах, які складаються з глинястих порід, що легко розмиваються. Швидкість їх розвитку від часток метра до кількох метрів на рік. Яри поділяють на діючі та недіючі. Діючі яри природним шляхом перетворюються на недіючі. В результаті на місці ярів виникають балки. Переважають яри глибиною 15 м при довжині близько 1,5 км. Але окремі яри мають глибину, яка досягає десятків метрів, та довжину до 20 км. Яри завдають великої шкоди народному господарству. З їх розвитком створюється загроза будовам та спорудам і руйнуються цінні для сільського господарства землі.

Річкові долини вимиваються текучими водами поступово. Ширина долини великих рік може досягати десятків кілометрів. Матеріал, відкладений рікою у межах долини або в дельті, називається *алювієм*, або *алювіальними відкладами*. Потужність алювіальних відкладів буває від часток метра до кількох десятків метрів. У дельтах великих річок їх потужність значно більша: в дельті Тереку — до 200 м, а в дельті Волги — до 300 м.

Алювіальні відклади — це товща, в якій чергуються шари мулів, глин, суглинків, супісків, пісків, гравію та галечників. Ці шари різняться товщиною та простяганням. Розрізняють русловий, заплавний та дельтовий алювій.

У складі *руслового алювію* гірських річок переважає велико-уламковий матеріал: гравій та галька, а в рівнинних річках — пісок. *Заплавний алювій* утворюється на рівнинних річках. Він найчастіше буває представлений супісками та суглинками, а в старицях річок — також мулами та глинами. *Дельтовий алювій*

су. Всякий потік намагається виробити позовжній профіль русла з граничним уклонном, так званий *профіль рівноваги*. При такому уклоні русла швидкість руху води вже недостатня для розмивання порід і еро-

розміщується на місці впадіння річок у моря та озера. Це конус виносу. Дельти можуть займати великі площі. Площа дельти Волги дорівнює 18 тис. км². У дельтах відкладається основна маса матеріалу, який переноситься річкою. Склад цього матеріалу в гірських і рівнинних річках неоднаковий. У дельтах гірських річок він найчастіше великоуламковий. У дельтах же рівнинних річок — це глини, які перешаровуються пісками. Алювіальні відклади звичайно бувають насиченими водою.

Процес формування річкових долин пов'язаний зі зміною положення базису ерозії річок, яким може бути рівень води в річці або в морі, куди вони впадають. Зміна базису ерозії може статися як внаслідок піднімання або опускання суші, так і через зміну положення рівня води. Річкові долини часто мають дуже складний поперечний профіль внаслідок утворення річкових терас. Річкові долини бувають з акумулятивними (алювіальними) та з ерозійними терасами. Етапи процесу утворення терас показані на поперечних перерізах (рис. 2.9). На рис. 2.9, а показано переріз долини, яка утворилась внаслідок сильного зниження базису ерозії, що спричинило розвиток глибинної та бічної ерозій. У цьому випадку формується долина з ерозійними терасами. На рис. 2.9, б зображено переріз тієї самої долини після значного підвищення базису ерозії. Ерозійна долина заповнена алювіальними відкладами. На рис. 2.9, в дано переріз долини після нового зниження базису ерозії. Ерозійні процеси розвиваються в алювіальних відкладах, утворюючи акумулятивні тераси. Долини рівнинних річок мають від 2 до 6 терас. Наприклад, у долині Дніпра біля Дніпропетровська виділяють 6 терас. У долинах гірських річок їх буває більше.

До поверхневих текучих вод належать також короткочасні потоки у горах, що виникають періодично, після великих злив і під час бурхливого розтавання снігу або льоду. Такі потоки, що несуть велику кількість уламкового матеріалу, мають величезну руйнівну силу. Вони одержали назву *селів*. Наприклад, у 1921 р. селівний потік, який рухався по долині р. Мала Алматинка, виніс у межі міста Алма-Ати і на його околиці 3,6 млн м³ уламкового матеріалу. Витрата в цьому потоці досягала 800—900 м³/с. Було зруйновано більше 250 будівель і споруд. Ще по-

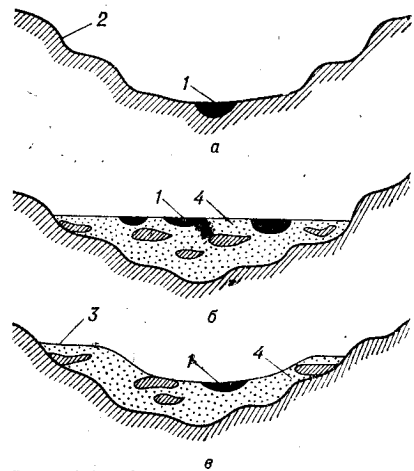


Рис. 2.9. Схема утворення річкових долин:

а — ерозійної; б — акумулятивної; в — акумулятивної при зниженні базису ерозії; 1 — річка; 2 — ерозійна тераса; 3 — акумулятивна тераса; 4 — алювій

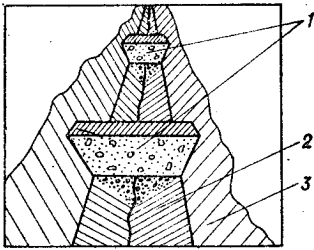


Рис. 2.10. Укріплення дна ярів з допомогою загат (гребель):
1 — кам'яні загати; 2 — дно яру;
3 — схил яру

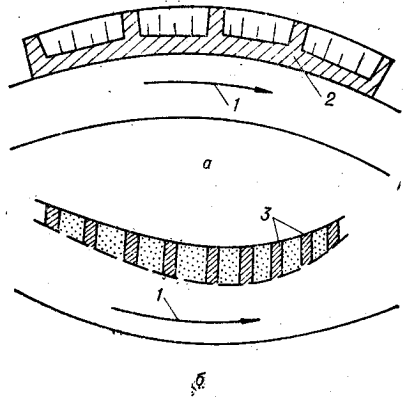


Рис. 2.11. Укріплення берегів річок:
а — струмененапрямною дамбою; б — напісзагатами; 1 — напрям течії; 2 — дамба; 3 — буни.

тужніший сільовий потік утворився у цьому ж районі у 1973 р. Але він був зупинений штучно спорудженою греблею в долині р. Мала Алмаатинка. Утворення таких потоків у початковій стадії пов'язане з процесами змивання продуктів вивітрювання в долину.

Сільові потоки ділять на зв'язні (структурні) та незв'язні (турбулентні). У зв'язних потоках вода і перемішуваний нею уламковий матеріал утворюють грязьово-кам'яну масу з щільністю до 1,8—2 т/м³. У таких потоках уламковий матеріал не відділяється від води. У незв'язних потоках уламковий матеріал відкладається звичайним чином у процесі руху в руслі або в конусі виносу.

Сільові потоки утворюють біля підніжжя гір пролювії, або пролювіальні відклади. Потужність їх досягає десятків метрів. Ці відклади залягають шарами, оскільки утворюються вони виносом різної сили, які повторюються. У товщах пролювію суглинки та супіски чергуються з пісками, гравієм та галечниками.

Боротьба з руйнівною діяльністю поверхневих текучих вод ведеться з допомогою профілактичних та інженерних заходів. Найважливішими профілактичними заходами є: заборона оранки схилів, а також вирубування на них лісу та чагарників. Інженерні заходи, які застосовують для боротьби з ярами, полягають у обладнанні у верхній їх частині швидкотоків, а на дні — плотових, фашинних або кам'яних загат (рис. 2.10). Ділянку, що прилягає до верхів'я яру, засаджують чагарниками.

Для збереження берегів від розмивання річковими водами їх укріплюють бруківанням каменем на мохові або щепені, вимощуванням у плотових клітках та будівництвом дамб і напісзагат, що спрямовують течію (рис. 2.11). Дамби будують на увігнутих

берегах, а напівзагати — на опуклих з різноманітних матеріалів: фашин, каменя і бетону.

Боротьбу з селювими потоками ведуть шляхом будівництва гребель, селеуловлювачів, дамб для спрямування потоку, а для захисту доріг — селеспусків. Селеспуски будують у вигляді великих залізобетонних лотоків на опорах над дорогами для перепуску сільового потоку.

2.7. ГЕОЛОГІЧНА РОБОТА ЛЬДОВИКІВ І ЛЬДОВИКОВІ ВІДКЛАДИ

Льдовиками зуться утворені на суші маси льоду, що рухаються. Рух льдовиків зумовлений, головним чином, пластичною течією льоду при наявності значних різниць тисків. Течії льоду сприяє нахил поверхні, по якій він рухається. Але льдовик може рухатися і по горизонтальній поверхні. Під час руху льдовики виконують велику геологічну роботу. Вони механічно руйнують гірські породи, переносять зруйнований матеріал і відкладають його у певних місцях, утворюючи різноманітні льдовикові відклади.

Сучасні льдовики діляться на материкові та гірські. Вони займають площу 16,3 млн км², що становить 11 % поверхні суші. Материкові льдовики розміщуються в полярних областях. До них належать льдовики Антарктичний і Гренландський. Площа першого дорівнює 13,2 млн км², другого — 1,65 млн км². Товща льоду в Антарктичному льдовикові в середньому дорівнює 1720 м, у Гренландському — 2300 м. Таким чином, у цих льдовиках сконцентровані основні маси льоду на суші. Воді, яка міститься в цих льодах, було б достатньо для підвищення рівня океану на 50 м. Швидкість руху льоду в материкових льдовиках невелика: до 1,5 м/добу, але в окремих місцях вона може досягти 30 м/добу. Гірські льдовики утворюються в горах. Вони займають відносно невеликі площі: на Кавказі — 2 тис. км², у Середній Азії — 11 тис. км². Прикладом можуть бути долині льдовики — Інильчек на Тянь-Шані завдовжки 70 км, Федченка на Памірі — 77 км, Дихсу на Кавказі — 15 км та ін. Товщина льоду в таких льдовиках досягає десятків метрів і більше, а швидкість руху коливається від 0,1 до 7 м/добу.

Утворення і геологічну діяльність льдовиків можна розглянути на прикладі гірських льдовиків. У горах вище снігової лінії, в міжгірних улоговинах і долинах нагромаджується сніг, який не встигає розтанути літом. Під своєю вагою він ущільнюється і перетворюється спочатку на пористий (фірновий), а потім — на щільний, міцний лід. При значній потужності лід починає текти по долині вниз. Кінець льдовика, опускаючись нижче снігової лінії, розтає.

У типовому випадку в гірському льдовикові можна виділити зони: живлення, руху та розтавання (рис. 2.12). Якщо льоду надходить більше, ніж розтає, то зона розтавання переміщується

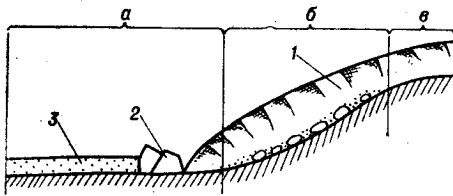


Рис. 2.12. Схематичний розріз гірського льодовика:

1 — льодовик; 2 — кінцева морена; 3 — зандрова поля

нижче — льодовик наступає. Коли ж ця зона переміщується вище — льодовик відступає. Але зона розтавання може певний час знаходитися на одному місці. У товщу льодовика і на його поверхні міститься значна кількість уламкового матеріалу різного розміру: від глинястих частин до величезних брил-валунів. Цей

матеріал льодовик захоплює під час виорювання (екзарації) дна долини, по якому він рухається, а також при зсуванні уламкового матеріалу зі схилів долини на його поверхню. На поверхні льодовика відкладаються і дрібні частинки, які переносяться вітром. Відклад, який утворюється внаслідок руху льодовика, називається *мореною*. Морена відкладається під час розтавання льодовика. Розрізняють кінцеві і основні морени. Кінцеві морени утворюються при стаціонарному положенні кінця льодовика у вигляді пасма пагорбів. Ці морени складаються з невідсортованого, але перемитого водою матеріалу — гравію, гальки, валунів.

Основні морени утворюються під час відступу льодовика. При цьому матеріал, який транспортується льодовиком, відкладається вздовж шляху його відступу. Основні морени складаються з суглинків та глин з включеннями великоуламкового матеріалу.

У зоні розтавання льодовика беруть початок численні водняні потоки, які виносять і відкладають за пасмом кінцевих морен піски, супіски та суглинки, утворюючи піщано-глинясті (зандрові) поля.

Усе, що було сказано про гірські льодовики, стосується і льодовиків материкових. Але діяльність материкових льодовиків відбувається в значно більших масштабах. Особливий інтерес викликають материкові льодовики четвертинного періоду. К. К. Марков та І. П. Герасимов виділяють такі зледеніння цього періоду: лихвинське, дніпровське і валдайське (рис. 2.13). Найбільшим зледенінням було дніпровське. Головним центром зледеніння був Скандинавський півострів, де товща льоду досягала 3 тис. м.

Четвертинні зледеніння почалися близько 500 тис. років тому. З часу останнього зледеніння минуло 12 тис. років. Увесь цей час зледеніння змінювались міжльодовиковими епохами. Добре збереглися сліди діяльності останнього, валдайського, зледеніння.

На території Карелії на Кольському півострові в заглибленнях, виораних льодовиком, утворилися численні озера. Магматичні породи, що вийшли на поверхню, були оброблені льодом,

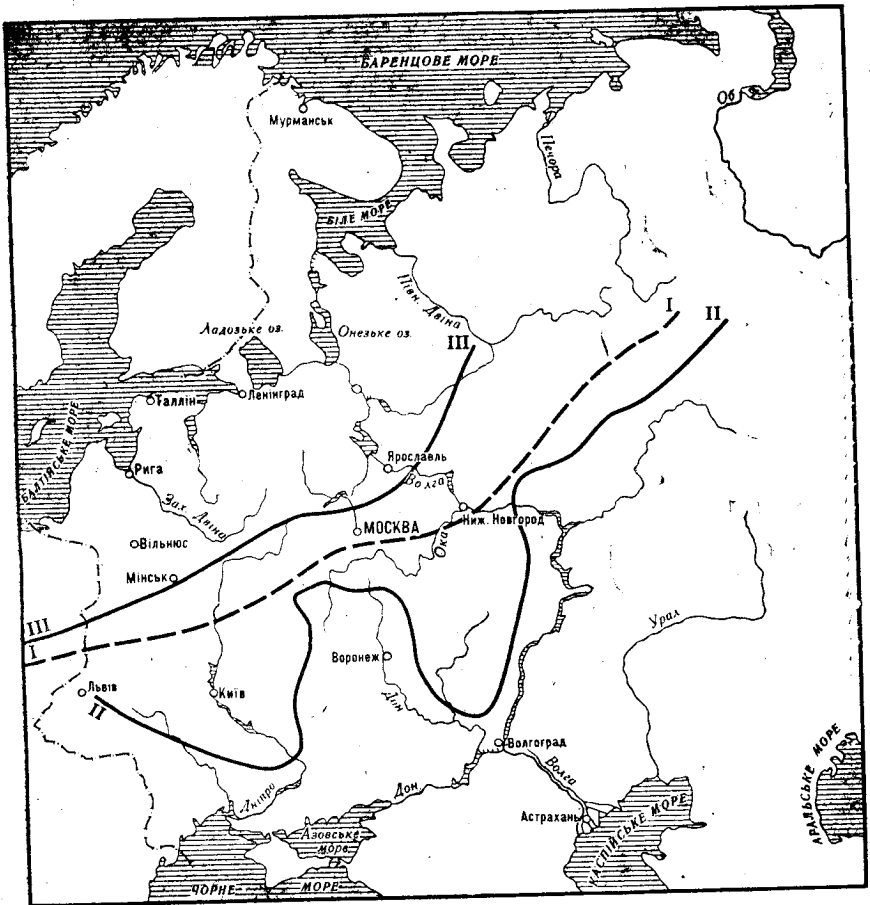


Рис. 2.13. Карта четвертинних зледенінь (карту складено до 01.01.90)

який рухався. Є пасма кінцевих морен висотою до 100 м, які тягнуться іноді на сотні кілометрів, і інші утворення такого роду: ози, ками, друмлини. Все це створює характерний льодовиковий ландшафт. Тут же зустрічаються озерно-льодовикові відклади, найчастіше із стрічкових глин, в яких чергуються дуже тонкі шари (частки сантиметра або кілька сантиметрів) глин і дрібних пісків. Південно-східніше розміщені товщі основних морен, а далі на значних просторах водно-льодовикові (флювіогляціальні) відклади з пісків, гравію, гальки та суглинків. Суглинки перекривають раніше утворені льодовикові відклади і тому називаються *покривними*. Потужність їх не перевищує 12 м. Водно-льодовикові відклади за складом нагадують алювіальні.

Причини минулих зледенінь ще не з'ясовані. Найбільш імовірними можуть бути зміни в обрисах суші і напрямі руху морсь-

ких течій, які зумовлюють певні кліматичні умови. Наприклад, Гренландія тепер покрита льодом, а деякі райони Якутії з більш низьким температурним балансом вільні від нього. Це пояснюється тим, що там випадає дуже мало снігу і він не може накопичуватись.

2.8. ГЕОЛОГІЧНА РОБОТА ВІТРУ І ЕОЛОВІ ВІДКЛАДИ

Горизонтальний рух повітря в тропосфері з місць з високим тиском у місця з низьким тиском називається *вітром*. Вітер виконує на поверхні материків значну геологічну роботу. Передусім він розвіває дрібні частинки продуктів вивітрювання (глинясті, пилуваті і піщані), переміщуючи їх у завислому стані та перекочуванням по поверхні. Цей процес називається *дефляцією*. Але вітер, переносячи в завислому стані дрібні частинки, руйнує ними гірські породи і механічно. Такий процес одержав назву *коразії*. Відстані, на які переносяться дрібні частинки шляхом перекочування та в завислому стані, залежать як від розмірів частинок, так і від сили вітру. Вітер при швидкості 10 м/с може переміщувати частинки розмірами до 1 мм, а при швидкості 20 м/с — розмірами 5 мм. Піщані частинки переносяться на десятки і сотні кілометрів. Маленькі частинки, глинясті і пилуваті можуть переноситись вітром на сотні і навіть тисячі кілометрів. Об'єм матеріалу, який переноситься вітром, буває дуже значним. Наприклад, ураганні вітри, які дмуть з Афганістану, відомі під назвою «афганців», приносять в Каракуми масу пилу.

Геологічна робота вітру особливо помітна в тих районах, де, внаслідок сухого клімату і відсутності рослинного покриву, переважає фізичне вивітрювання, а вітри, що постійно дмуть, часто досягають великої сили.

Матеріал, який переноситься вітром, випадає і з часом накопичується. Так виникають *еолові відклади*. До них належать еолові піски та товщі лесу. Еолові піски в основному залягають у пустелях. У нашій країні пустелі Каракум і Кизилкум займають 1 млн км². Крім того, багато еолових пісків мають значне розповсюдження вздовж берегів морів і озер та в долинах великих річок. Значні площі займають ці піски на узбережжі Прибалтики, а також у долинах Волги, Дніпра і Дону. В таких місцях у результаті переміщення піску вітром виникають своєрідні пасма горбів, які в пустелях називаються *барханами*, а на узбережжі — *дюнами*. У плані бархани мають серпоподібну форму (рис. 2.14) і висоту 20—30 м. Навітряний бік бархана пологий (5—14°), а підвітряний — крутий (30—33°).

На відміну від барханів, дюни — це витягнуті горби з округлими вершинами заввишки до 30 м. У них, як і у барханів, навітряний бік пологий, а підвітряний крутий.

Бархани і дюни під впливом панівних вітрів переміщуються шляхом перевітання піску з навітряного боку на підвітряний.

Такі рухомі піски завдають великих збитків народному господарству, оскільки захоплюють цінні землі, утруднюють експлуатацію доріг, каналів, засипають будови і споруди. Швидкість переміщення барханів і дюн різна: від кількох до 20 м на рік. Спостерігаються також випадки переміщення їх зі швидкістю до кількох метрів на добу. Рухомі піски мають звичайно пухкий склад, що слід враховувати при проектуванні будівель та споруд, особливо гідротехнічних.

Боротьбу з рухомими пісками ведуть, головним чином, шляхом насадження лісу, чагарника та трави. У пустельних районах з цією метою садять сагсаул. У районах з більш вологим кліматом насаджують сосни.

Товщі лесів утворюються в умовах сухого клімату внаслідок відкладення і накопичення пилюватого і глинястого матеріалу, який приносять вітри з пустель та інших районів, розвіювання продуктів вивітрювання. У складі лесу переважають пилюваті частини. У процесі накопичення матеріалу в товщі відбувається слабка цементация частинок вуглекислим кальцієм. У той же час відмирають частинки рослин зумовлюють наявність крупних пор — макропор. Внаслідок цього лес — пориста порода. Колір лесу — палевий. Лес поширений на Україні і в Середній Азії. Великі площі зайняті ним у Китаї. Лес має своєрідну властивість: при замочуванні під навантаженням він зменшується в об'ємі, просідає. Це ускладнює зведення на товщах лесу будов та споруд.

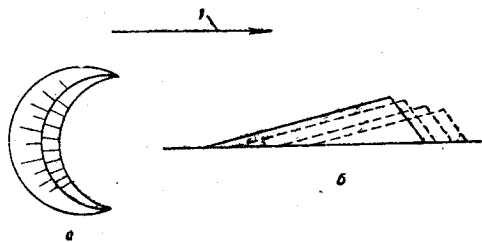


Рис. 2.14. Бархани:

а — план; б — розріз; 1 — напрям вітру.

2.9. ГЕОЛОГІЧНА РОБОТА МОРЯ І МОРСЬКІ ВІДКЛАДИ

Море також виконує велику геологічну роботу — як руйнівну, так і будівну. У наш час площі, які займають моря та океани, можна розділити на три частини: материкова обмілина (шельф) — до глибини біля 200 м (8,4 % площі); материковий схил — на глибинах від 200 до 2400 м (9,3 %), океанічне ложе разом з глибоководними западинами — на глибинах понад 2400 м (82,3 %) (рис. 2.15).

У межах мілкого моря виділяють літоральну і неритову зони, причому перша займає ту прибережну частину, яка заливається водою під час припливу і звільняється від неї під час відпливу. Руйнівна робота моря відбувається в літоральній і частково неритовій зонах і виявляється в руйнуванні берегів хвилями прибою. Цей процес називається *абразією*.

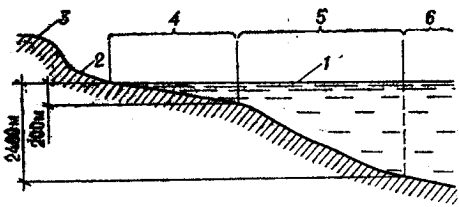


Рис. 2.15. Схема дна Світового океану:

1 — рівень моря; 2 — пляж; 3 — берегова стінка; 4 — материкова обмілина; 5 — континентальний схил; 6 — ложе Світового океану

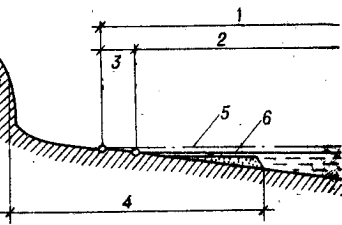


Рис. 2.16. Хвилеприбійна тераса розмивання:

1 — материкова обмілина; 2 — неритова зона; 3 — літоральна зона; 4 — хвилеприбійна тераса розмивання; 5 — приплив; 6 — відплив

Руйнівній роботі хвиль прибою сприяють хвилі припливу і відпливу, а також прибережні течії. Під впливом вітру в морі виникають хвилі, висота яких може досягати 15 м. Коли хвилі наближаються до берега, то вони, внаслідок близькості дна, руйнуються і стикаються з потоком води, відбитим берегом, який рухається їм назустріч. При цьому утворюється заплеск, висота якого перевищує висоту хвилі. Маса води спрямовується до берега і ударяє в нього. Діяння маси води на берегову стінку буває дуже великим. Наприклад, тиск хвиль Чорного моря біля м. Туапсе досягає 57 кПа, а хвиль Атлантичного океану біля північних берегів Англії — 380 кПа. У результаті берег руйнується і утворюється хвилеприбійна тераса розмивання до глибини 20 м (рис. 2.16). Руйнівна робота хвиль підсилюється піском, гравієм, галькою і крупнішим уламковим матеріалом, яким вода б'є в берегову стінку. У той же час відбувається руйнування уламкового матеріалу. Частина хвилеприбійної тераси від урізу води до берегової стінки називається *пляжем*.

Якщо суша в даному місці перебуває в стані спокою, то через певний час руйнування берега хвилями прибою припиниться, оскільки навіть найбільші хвилі не будуть досягати берегової стінки. Якщо ж суша опускається, то море буде безперервно наступати на сушу, руйнуючи береги. Швидкість руйнування берегів залежить від їх геологічної будови, складу порід, висоти і напрямку руху хвиль. Наприклад, швидкість руйнування берега Чорного моря біля м. Одеси, складеного вапняком-черепашником, дорівнює 1,5—2 м, а окремих ділянок берега Азовського моря з глинястих порід — 12 м на рік. У той же час швидкість руйнування берегів Кольського півострова в районі м. Мурманська зі скельних порід становить лише частки сантиметра на рік.

Уламковий матеріал пляжу та хвилеприбійної тераси (пісок і галька) може переміщатися вздовж берега під впливом хвиль, які набігають на берег під певним кутом. Це треба брати до уваги при будівництві захисних споруд — хвилевідбійних стінок, підводних хвилеломів і загат (рис. 2.17).

Однак у морі переважає будівна робота. Відомо, що основна маса осадових порід утворилася в морі. Відклади продуктів

вивітрювання, які потрапляють у море з поверхні материків, а також матеріалу, який утворюється під час руйнування берегів, є на всіх ділянках дна морів та океанів.

На материковій обміліні, в літоральній зоні і верхній частині неритової зони відкладається уламковий матеріал: спочатку валуни, галька, гравій, а потім піски крупні та дрібніші. Тут же можуть утворюватися вапняки-черепашники та формуватися коралові рифи. У нижній частині неритової зони та в верхній частині континентального схилу відкладається тонкозернистий матеріал, у якому переважають частинки з розмірами 0,1—0,01 мм. Ці відклади містять також черепашки-форамініфери та інші організми.

У нижній частині материкового схилу та в ложі океану відкладається найбільш тонкозернистий мінеральний і органічний (черепашки-форамініфери) матеріал з частинками менше 0,01 мм. Ці відклади — різноманітні мули: глинясті, вапняно-глинясті, кременисто-глинясті, вулканічні.

Цікаво, що в морських відкладах минулих епох, які тепер є на суші, знаходять відклади, характерні для материкового схилу. Це свідчить про те, що моря, які були в минулому на нижніх материках, мали невелику глибину.

2.10. ВІДКЛАДИ ОЗЕР І БОЛІТ

Озерами називаються заглиблення, на поверхні суші, заповнені водою. Ці заглиблення бувають різного походження. Наприклад, озера Байкал та Іссик-Куль утворились на місці великих западин-грабенів. Заглиблення Ладозького, Онезького та інших численних озер виникли внаслідок роботи льодовиків. Заглиблення Сарезького озера на Памірі утворилося у результаті загачування ущелини р. Бартанг обвалом у 1911 р. Багато озер (Ельтон, Баскунчак, Челкар та ін.) утворились на місці провалів і порожнин у легкорозчинних водою породах. Озера виникають також у старицях рівнинних річок. Утворюються вони і в дельтах великих річок. Збудовані людьми великі і малі водоймища, по суті, є штучними озерами.

Геологічна робота великих озер (Каспійського та Аральського морів, озер Байкал, Ладозького, Онезького та ін.) у цілому нагадує роботу моря. Особливістю геологічної роботи великих водоймищ є інтенсивне руйнування берегів хвилями прибою в умовах перемінного рівня води. В невеликих озерах відбувається головним чином накопичення осадів.

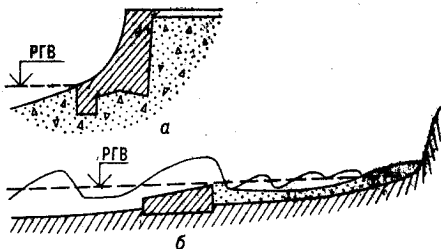


Рис. 2.17. Споруди для захисту берегів морів:

а — хвилевідбійна стінка; б — підводний хвилелом

У відкладах прісних озер переважають уламковий матеріал (галька, гравій, піски та глинясті породи) і органічний мул (сапропел), який утворюється при відмиранні дрібних тварин та рослинних організмів. Береги таких озер мають буйну рослинність, залишки якої поступово заповнюють їх. Так відбувається заболочування озер. У прісних озерах хімічним та біологічним шляхом відкладається також гідроксид заліза — лимоніт (озерна залізна руда). У відкладах солоних озер (Північний Крим, Прикаспійська низовина) переважають галоїди, сульфати та вуглекисле вапно, які випадають в осад улітку при підвищенні їх концентрації.

Болота — це надмірно зволожені ділянки суші. Вони поділяються на низинні та верхові. Низинні болота найчастіше розвиваються на місці озер у долинах рік. Залишки осоки, рогузу, очерету та гіпсових мохів, які тут ростуть, утворюють торфи.

Верхові болота утворюються на міжрічкових просторах, де розвиваються при надмірному атмосферному зволоженні мохисфагнум, зозулин льон тощо. Залишки їх теж утворюють торфи. Торфи верхових боліт відрізняються від торфів низинних боліт малою зольністю та високою калорійністю. Багато торф'яних боліт у Карелії, Поліссі, а також у Західному Сибіру (Васюганські болота). Їх утворенню сприяли рівнинний рельєф цих територій, вологий клімат і наявність на невеликій глибині водонепроникних порід.

2.11. ЧЕТВЕРТИННІ ТА КОРИННІ ВІДКЛАДИ

Елювіальні, делювіальні, пролювіальні, алювіальні, льодовикові, еолові, морські та озерно-болотні відклади утворювались протягом усієї геологічної історії. Осади, які утворюють ці відклади, поступово видозмінювались і перетворювались на осадові гірські породи — уламкові, органогенні та хімічні. Перетворення осадів на гірські породи відбувається головним чином під впливом ущільнюючого тиску верхніх шарів і в результаті цементації їх різними речовинами. Причому цементація може відбуватися як за рахунок речовин, які входять до складу осадів, так і за рахунок речовин, привнесених туди. Завершальний етап процесу видозмін осадів, під час якого вони перетворюються на породи скельного типу, називається *діагенезом*. Звичайно, не всі осадні породи проходять цей етап. Відклади з великоуламкових та піщано-глинястих порід не зазнають впливу діагенезу.

Відклади, які утворилися в останній, четвертинний, період, одержали назву *четвертинних відкладів*. Вони майже повсюди залягають біля поверхні земної кори шаром завтовшки до кількох десятків метрів. Лише в окремих місцях товщина четвертинних відкладів досягає сотень метрів. Більшість порід четвертинних відкладів не встигли пройти етап діагенезу, і тому вони представлені нескельними породами. Саме з цими породами найчас-

тіше мають справу будівельники. На відміну від порід четвертинного періоду, раніше утворені породи та відклади називаються *корінними*. З ряду причин корінні породи можуть виходити на поверхню або розташовуватися на невеликій глибині.

2.12. ПЛИВУНИ ТА ОСОБЛИВОСТІ ЗВЕДЕННЯ НА НИХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Пливунами називаються такі насичені водою ґрунти, які при певних умовах переходять у текучий стан і набувають властивостей рідини. Це значить, що їх опір зсуву стає таким, що дорівнює нулю. У текучий стан можуть переходити піски, супіски, а іноді й деякі суглинки та мули.

О. Ф. Лебедев розділив пливуни на несправжні та справжні. До *несправжніх пливунів* відносять піски, що переходять у пливунний стан під впливом висхідного руху води. Такий рух води можливий у місцях виходу на поверхню артезіанських вод або води, яка фільтрується в основах гребель і дамб в низовий бік, при відкритому водовідведенні з котлованів. Висхідний тимчасовий рух надмірної води може виникнути також у товщах пісків пухкого складу після їх ущільнення динамічним впливом, наприклад при землетрусі. При розрідженні пісків під час землетрусу фундаменти будинків та споруд заглиблюються в них. Можливе розрідження затоплених укосів, виконаних з піску земляних гребель, дамб, транспортних насипів у заплавах річок тощо.

Особливістю несправжніх пливунів є те, що вони, маючи значну водопроникність, добре віддають воду. Тому при зниженні гідралічного градієнта вони швидко переходять з пливунного стану в стійкий.

На відміну від несправжніх, *справжні пливуни* переходять у пливунний стан головним чином внаслідок порушення в них структурних тиксотропно-коагуляційних зв'язків під впливом ударних та вібраційних навантажень, а також якщо їх перем'яти. Така якість справжніх пливунів пояснюється вмістом у них колоїдних частинок. Ці частинки в пиловатих пісках, супісках та частково в суглинках і мулах утворюють гелеподібні системи, які під ударними і вібраційними діями переходять у суспензії. Це й призводить до розрідження. Але через деякий час, після своєрідного «відпочинку», суспензії знову переходять у гелеподібний стан і порушені структурні зв'язки поновлюються. Такі перетворення називаються *тиксотропією*. Фільтраційний тиск у цьому процесі не має істотного значення. Оскільки більша частина води у справжніх пливунях знаходиться у зв'язаному стані і видалити її важко, то переведення такого пливуну в стійкий стан є складною і важкою справою.

Ознаки пливунів такі: велика щільність (1,8—2,2 т/м³), низька водопроникність ($K_f = 0,01 \dots 0,5$ м/добу), цементация мінераль-

них частинок при висиханні, утворення стійкої суспензії при скаламучуванні у воді.

В умовах непорушеного залягання типові справжні пливуні, найчастіше пилюваті піски — це малостискувані ґрунти. Вони можуть бути основою будівель і споруд. Але наявність пливунів створює серйозні утруднення під час будівництва. Коли у виробничих будівлях і спорудах встановлюють обладнання, що створює ударні та вібраційні навантаження, то виникає небезпека розрідження пливунів у основах і виникнення великих осідань фундаментів. Щоб не допустити цього, фундаменти виготовляють з пружинними амортизаторами або вібропрокладками.

Значні труднощі виникають під час відкопування будівельних котлованів. Робота ковша екскаватора при вийманні ґрунту розріджує пливун і спричинює його надходження в котлован ззовні. У цьому випадку обсяг земляних робіт збільшується іноді у 2—3 рази. Виникає небезпека руйнування будинків, які розташовані поруч. У зв'язку з цим поширення набуло влаштування котлованів із застосуванням водозниження.

Для водозниження в ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації 1—2 м/добу можуть бути використані легкі голкофільтрові установки, наприклад ЛІУ-3 або ЛІУ-5 (рис. 2.18). Основна складова частина установки — голкофільтри довжиною 8,5 м. У нижній частині вони мають приймальну ланку діаметром 60 мм з клапаном і латунною сіткою. Голкофільтри занурюють у ґрунт з допомогою підмиву. Відстань між голкофільтрами призначається згідно з розрахунком виходячи з необхідної величини зниження рівня води і водопроникності ґрунту. Голкофільтри з'єднуються з колекторною трубою. На цій трубі є муфти з відстанню між ними 0,75 м, куди можна підключати шланги від голкофільтрів. Повітря і вода відбираються з колекторної труби за допомогою насосного агрегату. Під час роботи голкофільтрової установки рівень води в середині контура знижується на 4,5—5 м.

У ґрунтах з нижчою водопроникністю ($K_f = 0,01 \dots 3$ м/добу) застосовують установки вакуумованого водозниження, наприклад УВВ-М, які можуть відкачувати воду і повітря при високих вакуумах у засмоктувальних колекторах.

У ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації $K_f < 1$ м/добу, але які практично не віддають воду, застосовують електроосушення (електроосмотичне водозниження). Обладнання, необхідне для проведення, електроосушення, складається з легкої голкофільтрової установки, джерела постійного струму з напругою 60 В (може бути електрозварювальний агрегат), комплекту труб або стержнів. Принципіальна схема установки показана на рис. 2.19. Електроосушення засновується на тому, що вода, в тому числі зв'язана, переміщується від анода до катода. У зв'язку з переміщенням раніше зв'язаної води пористість ґрунту зростає і, як наслідок цього, підвищується водопроникність. Одночасно в ґрунті відбуваються явища електрофорезу, внаслідок чого в зоні катода накопичуються важкорозчинні солі, які цементують ґрунт.

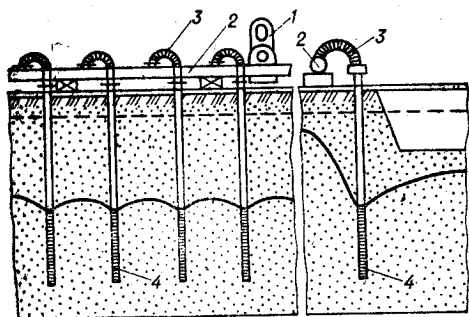


Рис. 2.18. Схема голкофільтрової установки:

1 — насосний агрегат; 2 — колекторна труба; 3 — шлаги; 4 — голкофільтр

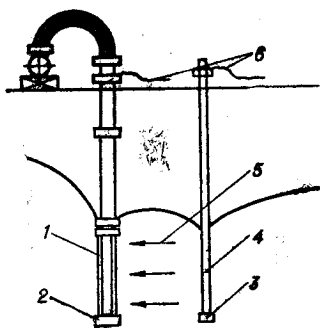


Рис. 2.19. Установка для електроосушення:

1 — голкофільтр; 2 — катод; 3 — анод; 4 — труба (стержень); 5 — напрям переміщення води; 6 — джерело постійного струму

Міцність ґрунту при цьому підвищується. Встановлено, що властивості, одержані ґрунтом, зберігаються. Після осушення ґрунтів їх розробка в котловані відбувається звичайним способом.

Риття котлованів може проводитися також під захистом шпунтових стінок, льодових завіс із замороженого ґрунту тощо. Для закріплення пливунів у основах фундаментів і при обладнанні протифільтраційних завіс використовується силікатизація: дворозчинна (при $K_f > 2$ м/добу) і однорозчинна (при $K_f = 0,1—5$ м/добу). При дворозчинній силікатизації через свердловини-інjectори в ґрунт під тиском 200—300 кПа по черзі нагнітають розчини рідкого скла ($\text{Na}_2\text{O}_n\text{SiO}_2$) та хлористого кальцію. В результаті утворюється гідрогель кремнієвої кислоти, який, тверднучи, цементує пісок. Під час однорозчинної силікатизації під тиском 200—300 кПа у ґрунт нагнітають суміш з 1 частини рідкого скла і 3,5 частини фосфорної кислоти.

2.13. СУФОЗІЯ

Суфозією називається процес винесення з ґрунтів найдрібніших та дрібних мінеральних частинок підземною водою, що фільтрується. Суфозія виникає в піщаних ґрунтах, а іноді і в супісках. Вона має місце на схилах, куди виходять підземні води, на укосах земляних гребель і дамб, у піщаних основах бетонних гребель, у будівельних котлованах при відкритому водовідведенні, при відкачуванні води із свердловин та в інших подібних випадках. У цьому процесі основне значення має механічне винесення, а невинесення речовини у вигляді розчину. Але є й імічна суфозія (див. п. 2.14. Карст).

Винесення мінеральних частинок пояснюється впливом на них фільтраційного тиску, який чисельно дорівнює гідравлічному градієнту. Інтенсивність суфозійного процесу залежить від ступеня неоднорідності зернового складу ґрунтів. Чим вищий сту-

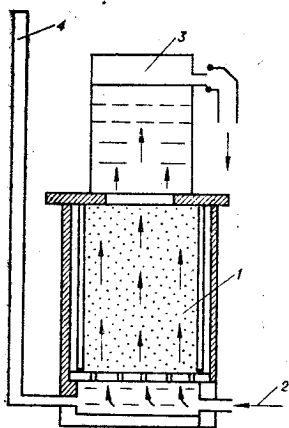


Рис. 2.20. Схема приладу В. М. Слав'янова:

1 — зразок ґрунту; 2 — подача води; 3 — прозорий циліндр; 4 — скляна трубка

піль неоднорідності, тим при менших гідравлічних градієнтах виникає суфозія. Щоб встановити критичний для даного ґрунту гідравлічний градієнт, при якому виникає суфозія, застосовують прилад системи В. М. Слав'янова (рис. 2.20). Під час дослідів воду через зразок ґрунту пропускають знизу вгору при різних значеннях гідравлічного градієнта. Поява в профільтованій воді мінеральних частинок у змуленому стані вказує на процес суфозії, який почався. У цей час відмічають значення гідравлічного градієнта. Це буде критичний градієнт.

У деяких ґрунтах при певному значенні гідравлічного градієнта спочатку відбувається фільтрація води, при збільшенні градієнта — суфозія, а при подальшому збільшенні градієнта ґрунт розріджується, тобто переходить у пливунний стан. Допустиме значення гідравлічного градієнта з точки зору виникнення суфозії можна визначити з допомогою графіка, запропонованого В. С. Істоміною, для випадків висхідного руху води (рис. 2.21).

Коли ґрунтові або інші підземні води виходять на схил, складений водопроникними ґрунтами, можливе винесення мінеральних частинок, спочатку найдрібніших, а потім дрібних. Після винесення цих частинок швидкість руху води зростає. Починається винесення більших частинок. У результаті на схилі утворюється ніша, і цілісність його порушується (рис. 2.22). Це може спричинити розвиток зсуву. Аналогічні явища відбувають-

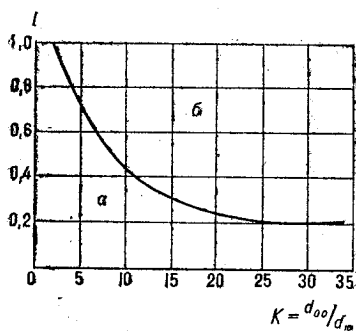


Рис. 2.21. Графік В. С. Істоміної, який показує залежність допустимих градієнтів від ступеня неоднорідності ґрунту:

а — зона допустимих градієнтів; б — зона недопустимих градієнтів

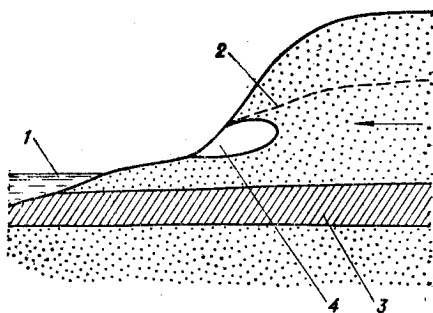


Рис. 2.22. Суфозія на схилі:

1 — рівень річкової води; 2 — рівень ґрунтової води; 3 — водотривкий пласт; 4 — ніша

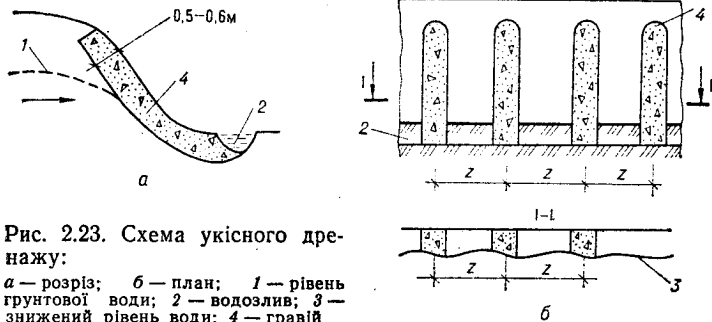


Рис. 2.23. Схема укiсного дренажу:

a — розрiз; *б* — план; 1 — рiвень ґрунтової води; 2 — водозлив; 3 — знижений рiвень води; 4 — гравiй

ся при фiльтрацiї води крiзь тiло земляної греблi в бiк нижнього укосу.

Для боротьби з суфозiєю на схилах використовуються пiдземнi та укiснi дренажi рiзноманiтної конструкцiї. Влаштування пiдземних дренажiв буде розглянуто далi. *Укiсний дренаж* використовується в тому випадку, коли невеликий за об'ємом вихiд пiдземних вод відбувається практично по всiй поверхнi схилу. Схема укiсного дренажу показана на рис. 2.23. На схилi вiдкопують неглибоки канавки i заповнюють iх фiльтрувальним матерiалом (гравiєм). Вiдстань мiж цими канавками повинна забезпечити iх взаємодiю та зниження рiвня води за межами канавок. Отже, скид води відбувається лише по канавках i цiлiснiсть схилу не порушується.

У земляних греблях влаштовують так званi *зворотнi фiльтри*. Небезпека суфозiї в пiщаних основах бетонних гребель виникає в результатi наявностi рiзницi напорiв води у верховiй та низовiй частинах греблi, що утворює значний гiдравлiчний градиент. Для запобiгання суфозiї знижують гiдравлiчний градиент, виводжуючи шлях фiльтрацiї влаштуванням понурiв та шпунтових стiнок (рис. 2.24).

Суфозiя в будiвельних котлованах виникає при вiдкритому водовiдведеннi. В результатi винесення мiнеральних частинок з

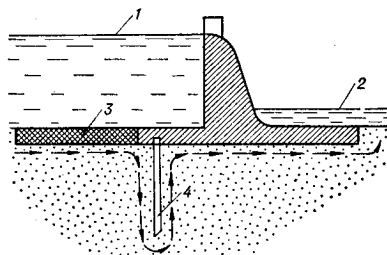


Рис. 2.24. Водозливна бетонна гребля на пiщанiй основi:

1 — верхнiй рiвень води; 2 — нижнiй рiвень води; 3 — понур; 4 — шпунтова стiнка

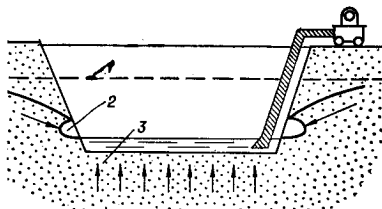


Рис. 2.25. Суфозiя при вiдкритому водовiдвлiвi:

1 — рiвень ґрунтової води; 2 — вiща; 3 — зона послаблення основи

грунту основа послаблюється. Це може стати причиною розвитку значних осідань фундаментів. Крім того, відбувається обвалювання стінок котлованів (рис. 2.25). Тому відкрите водовідведення допускається лише при незначному надходженні води в котлован. В інших же випадках відкопування котлованів та закладення фундаментів провадять, організуючи водозниження, наприклад з допомогою голкофільтрових установок. У свердловинах для захисту водоприймачів від замулювання внаслідок суфозії використовують фільтри.

Слід розглянути також особливий вид суфозії — *підземну*. При підземній суфозії відбувається перенесення найдрібніших та дрібних частинок ґрунтів з одного шару в інший або з однієї частини шару в іншу. Це викликає зміну зернового складу ґрунтів та їх водопроникність.

2.14. КАРСТ

Ф. П. Саваренський під карстом розумів процеси, пов'язані з діяльністю рухомих підземних вод, яка проявляється в розчиненні скельних ґрунтів і утворенні в них пустот. Назву «карст» прийнято від назви вапнякового плато на узбережжі Адріатичного моря. Карст утворюється в товщах вапняків, доломітів, гіпсів, ангідритів, кам'яної та калійної солей. У карстових процесах відбувається хімічна суфозія, тобто винесення речовини в розчинах. Хімічна суфозія іноді доповнюється механічною. Слід зважати на те, що розчинність зазначених вище мінералів неоднакова. Найбільшу розчинність мають кам'яна та калійна солі, найменшу — вапняки та доломіти. Наприклад, розчинність вапняків (кальцит CaCO_3) при $t = 17^\circ\text{C}$ складає 11 мг/л. Із збільшенням вмісту в воді вільного вуглекислого газу (CO_2) розчинність їх підвищується. При вмістові CO_2 , що дорівнює 6 мг/л, розчинність збільшується до 148 мг/г, а при 199,5 мг/л — до 455 мг/л.

Аналогічна картина спостерігається і в інших карбонатах (доломітах тощо). Разом з тим розчинність карбонатів значно під-

Таблиця 2.3. Класифікація карсту за А. Є. Головим

Група карсту	Тип карсту	Підтип карсту
I (у важкорозчинних породах)	1. Карбонатний	а) вапняковий
		б) доломітовий
		в) крейдяний
		г) в уламкових породах з карбонатним цементом
II (у легкорозчинних породах)	2. Сульфатний (гіпсовий)	—
	3. Сульфатно-карбонатний	—
	4. Соляний	—

вищується при наявності у воді іонів HCO_3^- , Cl^- та SO_4^{2-} . Незважаючи на невелику розчинність карбонатів, карбонатний карст переважає. У той же час карст у гіпсах і солях зустрічається порівняно рідко, що пояснюється їх характерним заляганням (серед глин) та відсутністю тріщинуватості. В табл. 2.3 наведено класифікацію карсту за А. Є. Головим.

Типовим є карбонатний карст. Утворення карсту відбувається таким чином. Дощові, талі та поверхневі текучі води надходять у товщу розчинних ґрунтів крізь сітку тріщин. Під час руху в тріщинах виникають пустоти — колодязі, галереї, тунелі і печери (рис. 2.26). Зустрівши водотрив, рухомі води накопичуються, утворюючи карстові води. Нижче рівня карстових вод, уже насичених розчищеною речовиною, розчинення не відбувається. Отже, рівень карстових вод є базисом карстоутворення.

Залежно від положення товщі з пустотами розрізняють відкритий карст (товща знаходиться біля поверхні) та прихований карст (товща перекрита нерозчинними ґрунтами).

Усі карстові пустоти починаються біля поверхні, в місцях надходження в товщу води. Тут на поверхні утворюються воронки та борозни (карри). Виникає своєрідний карстовий рельєф.

На основі дослідних даних З. О. Макеєв запропонував ділити товщі за їх стійкістю щодо карстоутворення, залежно від швидкості утворення воронок, на 5 видів. Так, до дуже нестійких товщ були віднесені товщі, де за рік виникають 5—10 воронок на 1 км^2 , а до товщ дуже стійких — товщі, де нові воронки не виникали протягом 50 років.

Найчастіше карст є обставиною, несприятливою для будівництва. Особливо великі труднощі виникають при гідротехнічному будівництві. Відомі випадки, коли водоймища не змогли заповнити водою через витікання води в карстові пустоти. Коли карст розміщений між шарами глини або суглинків, вони можуть заповнювати його пустоти. У цьому випадку труднощів при зведенні будинків та споруд не виникає. Не виникають труднощі й тоді, коли товщі з пустотами, складені важкорозчинними ґрунтами (I група карсту), потужні, а прихованих (необвалених) воронок та пустот на невеликій глибині немає. У інших випадках будівництво утруднюється.

Боротьба з карстом полягає, з другого боку, в припиненні доступу поверхневих та підземних вод до товщі, на якій зводяться будівлі та споруди, а з іншого — в підвищенні міцності (стійкості) ґрунтів та зниженні їх водопроникності. Останнє є дуже

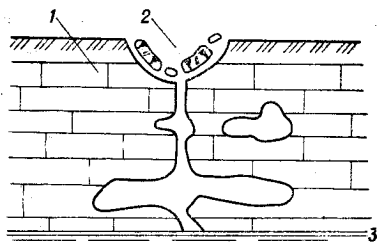


Рис. 2.26. Карстові пустоти у вапняках:

1 — вапняк; 2 — воронка; 3 — рівень карстової води

важливим тому, що із зниженням водопроникності зменшується надходження свіжої води і інтенсивність розчинення знижується. Для припинення доступу поверхневих вод здійснюють регулювання стоку з відведенням його в потрібному напрямі. Для підвищення міцності і зниження водопроникності поліпшують різними методами властивості тріщинуватих розчинних водою скельних ґрунтів. При цьому роблять цементацію, глинізацію, бітумізацію, а для тимчасового поліпшення — заморожування.

2.15. ЗСУВИ

Зсувами називають зміщення мас ґрунтів на схилах під впливом сили ваги. Загальний вигляд зсуву показано на рис. 2.27. Поверхня, по якій відбувся відрив і зміщення маси ґрунтів, називається *поверхнею ковзання*, а місце виходу поверхні ковзання на поверхню схилу або на поверхню біля її підніжжя — *підшовою зсуву*. Підшовка зсуву не завжди збігається з підніжжям схилу. В окремих випадках поверхня ковзання не має чітко вираженого положення. Це можливо в тому випадку, коли зміщення маси ґрунтів пов'язане з деформаціями повзучості в глинястих ґрунтах. Маса ґрунтів, що змістилася, утворює тіло зсуву. У верхній частині схилу виникає зсувний цирк.

Зсуви виникають на берегах морів та озер, на схилах річкових долин, балок, ярів, на укосах насипів та виїмок. Таким чином, зсуви можуть виникати всюди. Але окремі райони відомі як зсувні. Наприклад, чорноморське узбережжя біля Одеси, Криму, Кавказу, Дніпро біля Києва, Волга в середній течії та ін.

Зсуви завдають значних збитків народному господарству — утруднюють будівництво, виводять з ладу цінні землі. Зведені на схилах будови і споруди внаслідок зсувів пошкоджуються, а іноді й зовсім руйнуються.

Безпосередніх причин зсувів багато, але основних дві:

1) зміна напруженого стану в товщі ґрунтів, що складають схил;

2) зміна властивостей ґрунтів на схилі.

Зміна напруженого стану може відбуватися внаслідок збільшення навантажень на схил під час забудови, влаштування різного роду насипів, збільшення ваги ґрунтів від зволоження, а також внаслідок порушення цілості схилу при його підмиві поверхневими текучими водами, хвилями прибою, при підрізанні виїмками для будов і споруд, зокрема для доріг. Крім того, цілісність схилу може бути порушена суфозією.

Чому у зазначених випадках відбувається зміна напруженого стану? Для з'ясування цього питання в уяві виріжемо в товщі схилу елементарну призму ґрунту (рис. 2.28). Стиснення цієї призми відбувається в умовах неможливості бічного розширення. Уздовж граней призми діють головні напруги σ_1 і σ_2 . Більша головна напруга σ_1 , що діє на горизонтальну площадку, дорів-

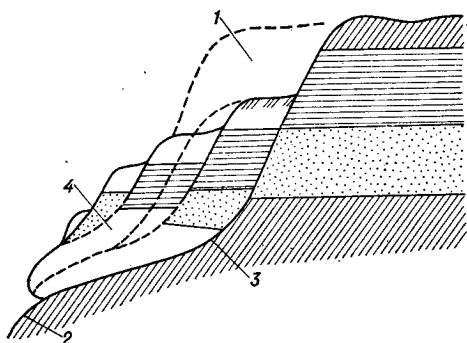


Рис. 2.27. Загальний вигляд зсуву:
1 — зсувний цирк; 2 — підшва зсуву; 3 — по-
верхня ковзання; 4 — тіло зсуву

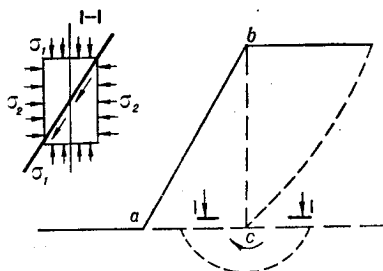


Рис. 2.28. Схема напруженого ста-
ну на схилі

нює тиску від власної ваги ґрунту. Менша головна напруга σ_2 , яка діє на вертикальну площадку, дорівнює бічному тиску ґрунту. Руйнування такої призми може відбуватися лише при певному співвідношенні між головними напругами. Таке співвідношення настає або при збільшенні головної напруги σ_1 (збільшення навантаження на схил), або при зменшенні головної напруги σ_2 (зменшення бічного тиску внаслідок підмиву або підрізки схилу). При великій крутизні схилу біля його підшви (в площині I—I) виникає перепад тиску, який може спричинити видавлювання ґрунту з-під підніжжя схилу.

Зміна властивостей ґрунтів, що залягають на схилі, відбувається під час вивітрювання, зволоження їх поверхневими та підземними водами, під впливом ударних та вібраційних навантажень (наприклад, при забиванні паль). Найчастіше порушення стійкості схилів спричинюється замочуванням глинястих ґрунтів водою, внаслідок чого знижується їх опір зсуву. Слід вказати також на таку причину зсувів, як землетрус. Під час землетрусу стійкість схилу може порушитись безпосередньою дією на товщу інерційних сил.

Різноманітність причин, які викликають зсуви, утруднює їх класифікацію. Запропоновано багато класифікацій зсувів за різними ознаками. Зупинимося на двох загальних класифікаціях. А. П. Павлов у 1903 р. поділив зсуви за характером розвитку поверхні ковзання на деляпсивні та детрузивні (рис. 2.29). У *деляпсивних зсувах* руйну-

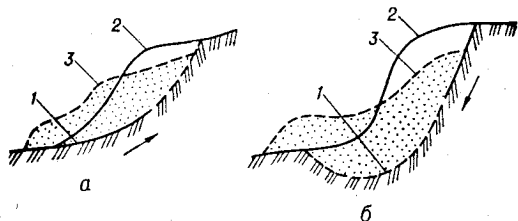


Рис. 2.29. Класифікація зсувів за А. П. Павловим:
а — деляпсивний; б — детрузивний; 1 — підшва
зсуву; 2 — схил до зсуву; 3 — схил після зсуву

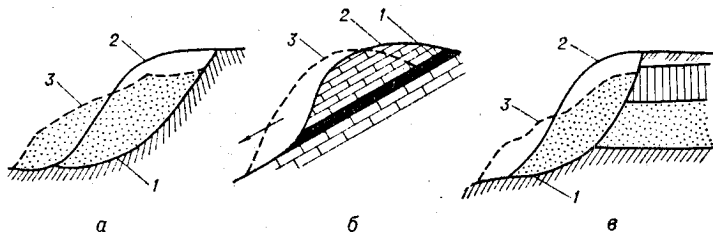


Рис. 2.30. Класифікація зсувів за Ф. П. Саваренським:

a — асеквентний; *б* — консеквентний; *в* — інсеквентний; 1 — глина; 2 — схил до зсуву; 3 — схил після зсуву

вання починаються в нижній частині схилу (наприклад, при підмиві або підрізці) і поверхня ковзання розвивається знизу вгору. При цьому верхні частини схилу немов втрачають опору. У *детрузивних зсувах* руйнування починаються у верхній частині схилу (наприклад, при збільшенні навантажень на схил) і поверхня ковзання розвивається зверху вниз. Залежно від розвитку поверхні ковзання навантаження на нижні частини схилу збільшуються, що врешті-решт призводить до видавлювання ґрунту з-під підніжжя схилу.

Ф. П. Саваренський в 1934 р. запропонував класифікацію зсувів за структурою зсувного схилу та положенням поверхні ковзання. Він поділив їх на асеквентні, консеквентні та інсеквентні (рис. 2.30).

Асеквентні зсуви утворюються на схилах з однорідною будовою. Вони мають криволінійну поверхню ковзання, яка наближається до циліндричної. Положення поверхні ковзання в таких зсувах визначається особливостями напруженого стану схилів та величиною опору ґрунтів зсуву. *Консеквентні зсуви* характеризуються поверхнею ковзання, положення та обрис якої зумовлюються особливостями будови схилу. *Інсеквентні зсуви* виникають на схилах, де залягають шари різних ґрунтів. Поверхня ковзання таких зсувів перерізує ці шари.

Боротьба зі зсувами вимагає великих затрат сил та застосування різних засобів. Тому її слід проводити після ретельного та різностороннього вивчення зсувів та визначення їх виду. Боротьба зі зсувами може бути пасивною та активною. *Пасивна боротьба* полягає у проведенні таких профілактичних заходів, як заборона підрізування схилів та їх забудови, обмеження швидкості руху поїздів на схилах тощо. *Активна боротьба* передбачає зведення різних інженерних споруд. Заходи боротьби із зсувами повинні відповідати причинам, які зумовлюють ці зсуви.

Контрольні запитання і завдання для самоперевірки

1. У чому полягає роль геологічних процесів Землі?
2. У чому різниця геологічних і інженерно-геологічних процесів?
3. Які наслідки коливальних рухів земної кори?
4. У чому полягає горотворний процес?

5. Якими бувають дислокації й які їх наслідки з точки зору особливостей геологічної будови даного району?
6. Дайте загальну характеристику магматизму.
7. Які процеси і явища викликають землетруси?
8. Як утворюються денувіальні, алювіальні і пролювіальні відклади?
9. У чому полягає геологічна робота поверхневих текучих вод?
10. Як запобігти руйнівній дії поверхневих текучих вод?
11. У чому полягає геологічна робота льодовиків?
12. Чим характерні відклади льодовиків?
13. У чому полягає геологічна робота вітру?
14. Чим характерні еолові відклади?
15. Як запобігти руйнівній дії рухомих пісків?
16. У чому полягає геологічна робота моря?
17. Чим характерні морські відклади?
18. У чому полягає процес, що зветься абразією?
19. Як запобігти руйнівній дії хвилеприбою моря?
20. Як накопичуються осади в болотах і озерах?
21. Які властивості мають четвертинні відклади гірських порід?
22. У чому полягають особливі властивості пливунів?
23. Як боротися з пливунями при зведенні будівель і споруд?
24. Які зміни відбуваються з гірськими породами в процесі суфозії?
25. Як запобігти руйнівній дії суфозії?
26. Як у гірських породах утворюється карст?
27. Які причини зсувів?
28. Як запобігти руйнівній дії зсувів?

3. ОСНОВИ ГІДРОГЕОЛОГІЇ

3.1. ПІДЗЕМНІ ВОДИ, ЇХ ЗВ'ЯЗОК З ПОВЕРХНЕВИМИ І АТМОСФЕРНИМИ ВОДАМИ

Підземними називаються води, які є в товщах гірських порід земної кори. Вони заповнюють тріщини й пустоти скельних та пори великоуламкових і піщано-глинястих порід. Підземні води — це природні розчини, які взаємодіють з гірськими породами. У той же час ці води тісно пов'язані з поверхневими та атмосферними. Щорічно з тропосфери, де водночас знаходиться 10 тис. км³ води, на поверхню землі випадає у вигляді дощу та снігу 512 тис. км³ води. З цього об'єму води 100 тис. км³ випадає на сушу. Приблизно 60 % води, що випадає на сушу, випаровується, близько 20 % іде в стоки і 20 % інфільтрується в товщу гірських порід. Через стоки вода потрапляє в ріки, а звідти — в моря і океани. Вода, що інфільтрується, поповнює запаси підземних вод. Основна маса води (близько 449 тис. км³ на рік) надходить у тропосферу, випаровуючись з поверхні морів та океанів. Ці процеси повторюються, і таким чином відбувається безперервний кругообіг води в природі. Нескладний розрахунок показує, що цей кругообіг відбувається за 7 діб.

Певних даних про запаси підземних вод немає. Н. А. Плотников оцінює запаси підземних вод у 100 млн км³. За походженням підземні води поділяються на інфільтраційні, залишкові та ювенільні. Інфільтраційні води утворюються внаслідок просочування води з поверхні в товщі гірських порід. Залишкові води утворюються в процесі осадонакопичення на місці стародавніх

морів. Ювенільні води виникають під час конденсації парів води, які виділяє магма.

Інфільтраційні води найбільш поширені в земній корі, і особливо в її верхніх частинах. Якраз з цими водами найчастіше доводиться мати справу будівельникам. Щодо залишкових та ювенільних вод, то вони у первісному вигляді зустрічаються рідко.

Вода в гірських породах має різні види (рис. 3.1). У 1918 р. О. Ф. Лебедев виділив водяну пару, гігроскопічну, плівкову та вільну (гравітаційну) воду, а також воду в твердому стані — лід.

Водяна пара заповнює пори піщано-глинястих та великоуламкових порід, а також тріщини й пустоти скельних порід. Тут повітря звичайно насичене водяними парами, тобто має відносну вологість 100%. У цих умовах водяна пара переміщується із місць з вищою температурою в місця з нижчою температурою, де пружність водяних парів менша. Прикладом такого переміщення може бути рух водяної пари до промерзаючого з поверхні масиву гірських порід. Під час охолодження водяна пара переходить у рідкий стан.

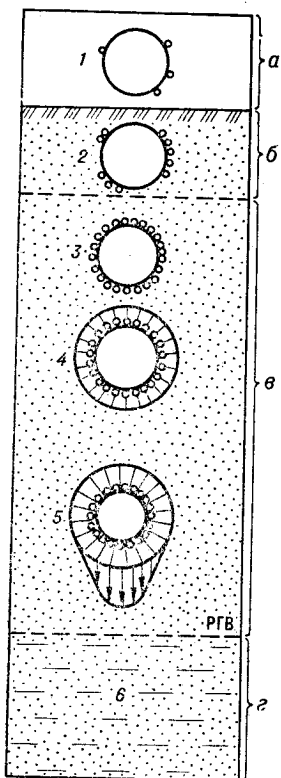
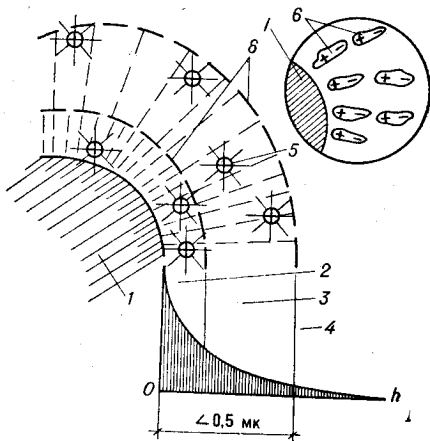


Рис. 3.1. Види води в гірських породах:

a — атмосфера; *б* — повітряно-суха порода; *в* — волога порода; *г* — порода, насичена водою; 1, 2 — частинки з неповною гігроскопічністю; 3 — частинки з повною гігроскопічністю; 4, 5 — частинки з плівковою водою; 6 — гравітаційна вода

Рис. 3.2. Електромолекулярні сили у системі «мінеральна частинка — вода»:

1 — мінеральна частинка; 2 — гігроскопічна вода; 3 — плівкова вода; 4 — вільна вода; 5 — катіони; 6 — диполі води



Гігроскопічна вода знаходиться на поверхні мінеральних частин піщано-глинястих порід. Ця вода утворюється в процесі конденсації водяної пари шляхом адсорбування її мінеральними частинками. При цьому виділяється теплота змочування. Гігроскопічна вода не може переміщуватися, тому що міцно пов'язана з поверхнею мінеральних частинок. Відокремити цю воду можна лише шляхом висушування при температурі 105—110 °С. Розрізняють неповну та максимальну гігроскопічність. При неповній гігроскопічності молекули води займають лише частину поверхні мінеральних частинок. При максимальній гігроскопічності вода покриває всю поверхню частинок найтоншою плівкою завтовшки до 0,008 мкм. Гігроскопічна вода має щільність 1,7 і замерзає при температурі 7—8 °С. Максимальна гігроскопічність залежить від величини мінеральних частинок, з яких складається гірська порода. Вона дорівнює, %: в пісках — до 1, в суглинках — до 7, в глинах — до 21 ваги частинок.

Плівкова вода, як і гігроскопічна, покриває поверхні мінеральних частинок піщано-глинястих порід плівкою завтовшки 0,25—0,5 мкм. Ця вода може бути відокремлена від частинок також лише шляхом висушування. Утворення плівкової води не супроводжується виділенням теплоти змочування. Плівкова вода може переміщуватися від частинок з більшою товщиною плівки до частинок з меншою товщиною плівки. Таке переміщення не залежить від сили тяжіння. Найбільша кількість плівкової води, в тому числі і гігроскопічної, утримуваної гірською породою, називається *максимальною молекулярною вологомісткістю*. Вона дорівнює в пісках до 4 %, в суглинках — до 18; в глинах — до 44 % маси частинок.

Вільна вода знаходиться в порах піщано-глинястих та великоуламкових порід, а також у тріщинах і пустотах скельних порід. Вона може переміщуватися під дією сили тяжіння. Особливістю цієї води є те, що вона передає гідростатичний тиск, а під час руху викликає гідродинамічні сили, які впливають на мінеральні частинки порід. У порах-капілярах та найтонших тріщинах вільна вода стає капілярною. Виділяють капілярно підняту та капілярно підвішену воду. Капілярно піднята вода залягає безпосередньо над рівнем підземної води. Висота капілярного підняття досягає, м: у пісках — 1, у суглинках — 2,5, у глинах — 6—12. Капілярно підвішена вода не має безпосереднього зв'язку з рівнем підземної води.

Вода в твердому стані, тобто лід, є в породах в умовах сезонної та вічної мерзлоти у вигляді окремих кристалів, лінз, прошарків або значних масивів.

Гігроскопічна та плівкова води утворюють фізично зв'язану воду. Ці води об'єднує те, що вони утримуються на поверхні мінеральних частинок електромолекулярними силами. Механізм цих сил такий. Діелектрична постійна води значно більша діелектричної постійної мінеральних частинок. Тому при зіткненні мінеральної частинки з водою частинка отримує негативний

електричний заряд, а навколо неї виникає електричне поле. У той же час молекули води — це диполі з позитивними іонами водню та негативними іонами кисню. Потрапляючи в електричне поле мінеральних частинок, диполі води притягуються до їх поверхні і орієнтуються в електричному полі певним чином (рис. 3.2). Так виникають шари зв'язаної води. Явища, пов'язані з утворенням гігроскопічної та плівкової вод, проявляються тим сильніше, чим дрібніші мінеральні частинки. Це пояснюється тим, що сумарна площа поверхні частинок у 1 см^3 , або питома поверхня, збільшується зі зменшенням їхнього розміру. Якщо сторона кубика дорівнює 1 см , то площа його поверхні дорівнює 6 см^2 , а при розмірі сторони кубика $0,0001 \text{ см}$ кількість кубиків в 1 см^3 буде дорівнювати 10^{12} при загальній площі поверхні $60\,000 \text{ см}^2$ (6 м^2). Цим можна пояснити ту обставину, що породи, які містять у собі навіть невелику кількість глинястих частинок, набувають властивостей, притаманних глинястим породам.

Яке ж співвідношення між зв'язаною та вільною водою в породах? У пісках, де питома поверхня невелика, більшість води вільна. У глинястих породах-супісках, суглинках майже вся, а в глинах уся вода є зв'язаною. Тому при проектуванні водозниження, дренажу та водозаборів слід приймати це до уваги. Так, влаштування дренажу в глинах неефективне через те, що вода, будучи зв'язаною, від мінеральних частинок не відділяється.

В електричному полі мінеральних частинок є не лише диполі води, а й катіони різних речовин, які орієнтують диполі води. Таким чином, можна говорити про оболонки водно-колоїдного типу навколо мінеральних частинок. Такі оболонки відіграють важливу роль у забезпеченні зв'язаності глинястих порід.

3.2. КЛАСИФІКАЦІЯ ПІДЗЕМНИХ ВОД

Підземні води можна класифікувати за рядом ознак. За загальною мінералізацією, яка характеризується кількістю сухого залишку, одержаного шляхом випаровування, підземні води діляться на *прісні* (сухого залишку до 1 г/л), *солоні* ($1\text{—}35 \text{ г/л}$) і *розсоли* (більше 35 г/л). За характером пусот у гірських породах, заповнених водою, води можуть бути *поровими* та *тріщинними*. Перші розташовуються в порах великоуламкових та піщано-глинястих порід, а другі — в тріщинах скельних порід. Залежно від гідравлічних ознак підземні води можуть бути *напірними* або *безнапірними*. Залежно від умов залягання вміщуючих порід виділяють *шарові води* та *води масивів магматичних і метаморфічних порід*. Різноманітність ознак утруднює утворення єдиної класифікації підземних вод.

Практичне значення має класифікація, в якій підземні води поділяють залежно від гідравлічних ознак на *напірні* та *безнапірні*. До *напірних* належать артезіанські води, до *безнапірних* —

верховодка, ґрунтові та міжшарові води (рис. 3.3). Трищинні води масивів магматичних та метаморфічних порід, карстові води та води районів вічної мерзлоти можуть бути як напірними, так і безнапірними.

Верховодкою називають найближчі до поверхні підземні води, які займають обмежені за площею ділянки. Верховодка утворюється в зоні аерації внаслідок інфільтрації дощових і талих вод, які затримуються на невеликих лінзах водонепроникних або менш проникних порід і накопичуються. Такі місцеві водотриви утворюють глини різноманітного походження. Режим верховодки нестійкий. Вона може зникати в посушливий період року, а в зимовий час промерзати. Верховодка часто виникає в суглинках, особливо лесоподібних, і утримується там довгий час. У пісках вона довго не утримується. Іноді верховодка завдає неприємностей будівельникам, тому що не завжди виявляється під час інженерно-геологічних досліджень. У цих випадках вода може надходити в підвальні приміщення та підземні комунікації, затоплюючи їх.

Ґрунтовими водами називають такі підземні води, які залягають на першому від поверхні водотривкому пласті. Таким водонепроникним шаром-водотривом може бути пласт глини або скельна порода (рис. 3.3). Ці води розміщуються звичайно в пластах піщано-глинястих та великоуламкових порід і мають значне горизонтальне розповсюдження. До ґрунтових належать також і води в невеликих рівномірно розподілених тріщинах кори вивітрювання скельних порід. У цьому випадку водотривом є порода, не порушена процесами вивітрювання. Ґрунтові води в одних місцях залягають на глибині до 100 м і більше, а в інших виходять на поверхню, утворюючи заболочені ділянки.

Пласт, або частина пласта, насичена водою, називається *водоносним шаром*. Це зона насичення. Тут весь об'єм пор заповнений водою. Зверху водоносний шар обмежений поверхнею ґрунтових вод, сполученою з атмосферою. Відстань від поверхні ґрунтових вод до водотриву визначає потужність водоносного шару.

Над поверхнею ґрунтових вод розташовується зона аерації. У зоні аерації частина об'єму пор зайнята капілярною, плівковою та гігроскопічною водою, а частина — повітрям. Через зону аерації відбувається інфільтрація атмосферних вод, які безпо-

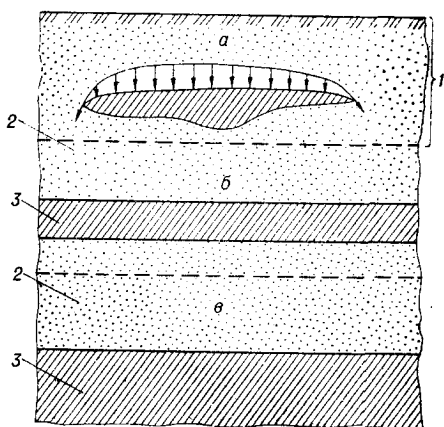


Рис. 3.3. Схема залягання безнапірних підземних вод:

а — верховодка; б — ґрунтова вода; в — міжшарова вода; 1 — зона аерації; 2 — водоносний шар; 3 — водотривкий шар

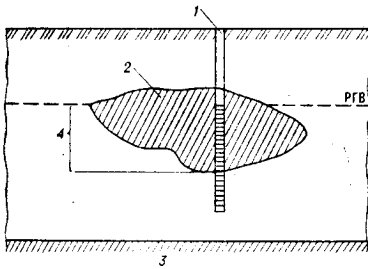


Рис. 3.4. Утворення місцевого напору в ґрунтових водах:

1 — свердловина; 2 — місцевий водотривкий шар; 3 — водотривкий шар масиву; 4 — місцевий напір

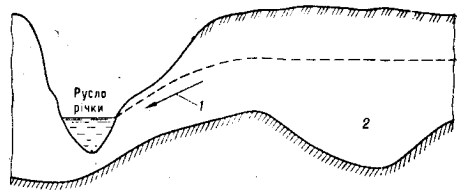


Рис. 3.5. Форми залягання ґрунтових вод:

1 — потік; 2 — басейн

середньо живлять ґрунтові води. Крім того, живлення ґрунтових вод може відбуватися і за рахунок надходження води з рік, озер та інших поверхневих басейнів. Капілярна вода міститься в зоні аерації у вигляді смуги, висота якої відповідає висоті капілярного підняття води і звичайно не перевищує 2,5 м.

ґрунтові води не напірні, але в окремих місцях вони можуть мати місцевий напір, виникнення якого ясно з рис. 3.4. ґрунтові води залягають потоками і басейнами (рис. 3.5). У потоці ґрунтова вода перебуває в русі, який зумовлений нахилом водотриву або ж характером рельєфу. Поверхня ґрунтових вод має нахил у бік руху. В басейні ґрунтова вода нерухома, а її поверхня є горизонтальною площиною.

Оскільки живлення потоків ґрунтових вод відбувається нерівномірно, а будова і склад порід водоносного шару бувають неоднорідними, то рух води в потоці відзначається мінливістю.

Для того щоб мати уявлення про поверхню ґрунтових вод, складають карти поверхні ґрунтових вод у гідроізогіпсах (рис. 3.6). Роблять це в ході інженерно-геологічних або гідрогеологічних досліджень. Такі карти складають на топографічній основі, тобто на картах у горизонталях. *Гідроізогіпси* — це лінії, які з'єднують точки з однаковими позначками поверхні ґрунтових вод. Гідроізогіпси мають всі властивості горизонталей.

Для складання карти на ділянці проходять розвідувальні свердловини на воду, які розміщують у певній сітці. Використовують також існуючі колодязі. Потім шляхом нівелювання визначають абсолютні позначки поверхні землі біля кожної свердловини. Після замірювання глибини залягання води, яке проводять з допомогою мірного шнура з хлопавкою протягом 1—2 днів, визначають позначки поверхні води в кожній свердловині. Прив'язавши всі свердловини та інші пункти замірювання глибини залягання води до топографічної карти та позначивши перевищення гідроізогіпсів, за відомими правилами складають карту в гідроізогіпсах на певну дату, яка вказується на карті. Карта у гідроізогіпсах дозволяє визначити напрям руху води в кожній точці ділянки. Цей напрям буде перпендикулярним до дотичної

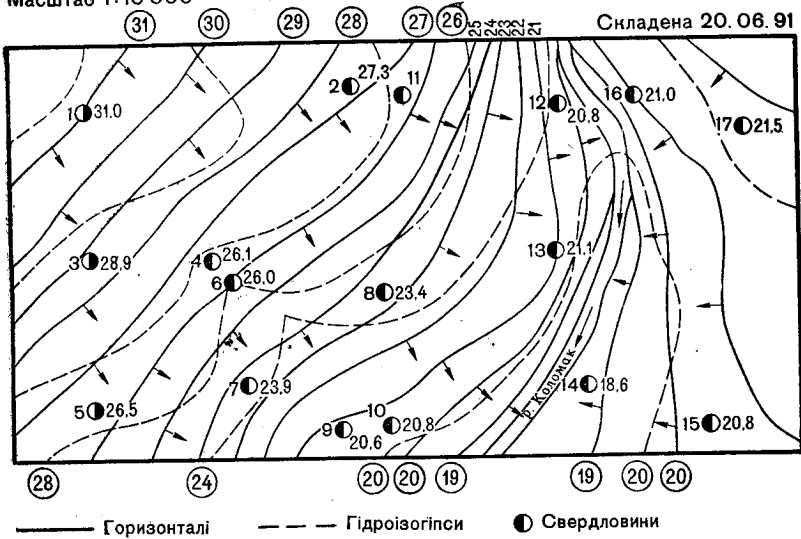


Рис. 3.6. Карта поверхні ґрунтових вод у гідроізогіпсах

гідроізогіпсів. Вона дає також можливість судити про глибину залягання води. І нарешті, вона дозволяє визначити нахили поверхні ґрунтових вод у напрямках, які нас цікавлять.

Якщо необхідно визначити напрям руху води на невеликій площі, то це можна зробити з допомогою трьох розвідувальних свердловин. Для цього свердловини розташовують у вершинах рівнобічного трикутника зі сторонами 100—150 м. Після встановлення, як і у випадку, описаному вище, позначки поверхні води у свердловинах, визначають напрям руху води шляхом графічної побудови, показаної на рис. 3.7. На стороні, яка з'єднує свердловини з максимальними та мінімальними позначками, треба знайти точку з позначкою, яка відповідає позначці третьої свердловини. Після цього необхідно з'єднати ці дві точки прямою. Пряма, яку одержали, є гідроізогіпсою. Оскільки поверхня ґрунтових вод у межах трьох свердловин розглядається як площина, то напрям руху води буде визначатися перпендикуляром, опущеним з точки з максимальною позначкою на гідроізогіпсу.

Швидкість руху води визначають так. У напрямі, який одержали, проходять спостережні свердловини, а свердловину з максимальною позначкою вважають головною. Головну та спостережні свердловини обладнують найпростішими фільтрами з труб, перфорованих у нижній частині та обладнаних захисною сіткою — латунною або пластмасовою. Відстань від головної до спостережної свердловини приймають у гальці, гравії та піску — 3—7 м, у супісках, суглинках — 0,75—1,5 м. У головну свердловину запускають індикатори (кухонну сіль, барвники або елек-

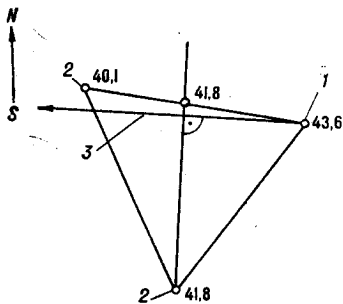


Рис. 3.7. Схема для визначення напрямку руху ґрунтових вод за трьома свердловинами:

1 — головна свердловина; 2 — спостережні свердловини; 3 — напрям руху води

троліт) і визначають час, протягом якого вони досягають спостережної свердловини.

ґрунтові води характеризуються певним *режимом*. Під режимом розуміють зміну положення поверхні ґрунтових вод і їхнього складу під впливом таких факторів, як клімат, зв'язок з річками та іншими поверхневими басейнами, інженерна діяльність людини. Головним фактором є клімат, а саме — кількість опадів. Останнім часом все більшого значення набуває інженерна діяльність людини. Особливо великий вплив на режим ґрунтових вод має, спорудження водоймищ, каналів, масова забудова та ін. Оскільки

положення поверхні ґрунтових вод протягом року і більш тривалого часу змінюється, то це визначає інженерно-геологічні умови зведення будинків та споруд. Звідси витікає необхідність ретельного вивчення режиму ґрунтових вод під час інженерно-геологічних досліджень.

За особливостями режиму можна виділити ґрунтові води алювіальних та льодовикових відкладів, степів та пустельних областей, міжгірних улоговин. *ґрунтові води алювіальних відкладів* знаходяться в долинах річок. Ці ґрунтові води зв'язані з водами річок. ґрунтові води або живлять річки, або самі живляться від них. Для річок більшої частини України характерним є те, що в межень ґрунтові води надходять у них, а в повінь, навпаки, води річок поповнюють запаси ґрунтових вод. В умовах посушливого клімату Середньої Азії та Закавказзя ґрунтові води живляться річками. Ці особливості зумовлюють значні коливання рівня ґрунтових вод, який може досягати 6 м і більше. Потужність водоносних шарів у алювіальних відкладах може досягати десятків і більше метрів, що дозволяє широко використовувати ці води для потреб водопостачання.

У межах величезних просторів, зайнятих *льодовиковими відкладами*, основні басейни ґрунтових вод містяться у водно-льодовикових пісках, товщах гравію та гальки. Водоносні шари тут відзначаються значною потужністю і залягають близько до поверхні. Рівень води коливається в межах 0,6—1,5 м. Ці води також використовують для водопостачання. ґрунтові води степових та пустельних областей залягають на значній глибині, часто утворюючи замкнені басейни. Звичайно потужність водоносних шарів невелика і води в них дуже мінералізовані. У міжгірних улоговинах ґрунтові води розміщені в товщах пісків, гравію, гальки та глинястих порід алювіального походження і використовують для водопостачання та зрошування.

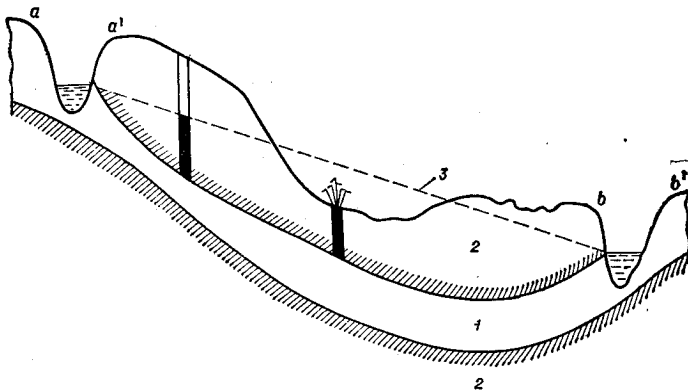


Рис. 3.8. Схема артезіанських вод:
a-a' — зона живлення; *b-b'* — зона розвантаження; 1 — водоносний шар; 2 — водотривкий шар; 3 — гідростатичний рівень

Міжшаровими називають підземні води, які залягають між двома водотривкими пластами, але не повністю живлять водоносний шар (рис. 3.3). Вони мають поверхню у водоносному шарі на зразок поверхні ґрунтових вод. Міжшарові води розповсюджені в межах України. Тут вони представлені верхніми водоносними шарами Дніпровсько-Донецького артезіанського басейну, верхні водотривкі шари яких прорізані ярами, балками та долинами річок.

Артезіанськими називають підземні води, які залягають між двома водотривками, заповнюють увесь водоносний шар і мають гідростатичний тиск (рис. 3.8). Відомі артезіанські басейни, що займають великі простори. Наприклад, Підмосковний артезіанський басейн має площу понад 500 тис. км², а Дніпровсько-Донецький — 350 тис. км². Великі артезіанські басейни мають кілька водоносних шарів, розділених водотривкими шарами. В результаті такого характерного залягання ці води при розкритті верхнього водотривкого шару свердловинами піднімаються в них до лінії напорів, а місцями фонтанують. Води деяких водоносних шарів артезіанських басейнів широко використовують для водопостачання.

Тріщинними називають підземні води, що заповнюють тріщини і розломи масивів магматичних, метаморфічних та скельних осадових порід. Ці води належать до напірних. Але води в тріщинуватій частині кори вивітрювання належать до ґрунтових вод, а води в тріщинах розчинних порід — до карстових.

3.3. РУХ ВОДИ В ГІРСЬКИХ ПОРОДАХ І ЇХНЯ ВОДОПРОНИКНІСТЬ

Підземні води, як правило, перебувають у русі. Вони рухаються в порах великоуламкових та піщано-глинястих порід, а також у тріщинах та розломах скельних порід. Рух води в порах

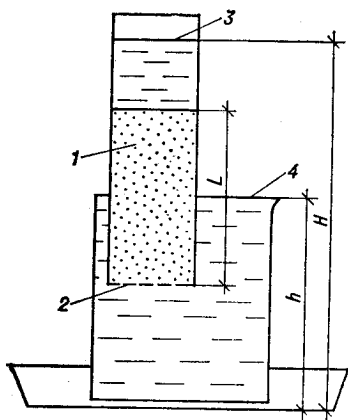


Рис. 3.9. Прилад Дарсі:

1 — пісок; 2 — сітка; 3 — рівень води в посудині; 4 — рівень води в ящику

ності, який залежить від виду породи; I — гідравлічний градієнт:

$$I = (H - h)/L, \quad (3.2)$$

тут H — напір води в посудині, см; h — напір води в ящику, см; L — довжина шляху фільтрації, см; A — площа фільтрації, см²; t — час фільтрації, с.

Розділивши ліву та праву частини виразу (3.1) на At , одержимо

$$q = k_f I, \quad (3.3)$$

де q — об'єм води, що фільтрується за одиницю часу через одиницю площі.

Величина q одержала назву *швидкості фільтрації* і вимірюється одиницями швидкості, а саме: см/с, м/с, м/добу, оскільки витрата води кількісно дорівнює швидкості її руху. Але це не дійсна швидкість руху води, а фіктивна. Справа в тому, що вода під час фільтрації рухається не по всій площі A , а тільки по тій її частині, яка припадає на пори. Тому дійсна швидкість руху води

$$V = q/n, \quad (3.4)$$

де n — частина площі, яка припадає на пори, в частках одиниці.

Вираз (3.3) відповідає закону фільтрації — *швидкість фільтрації в порах порід прямо пропорційна гідравлічному градієнту*. Якщо у виразі (3.3) прийняти $I = 1$, то q буде дорівнювати k_f , тобто коефіцієнту пропорційності, який ще називається *коефіцієнтом фільтрації* і є характеристикою водопроникності порід. Коефіцієнт фільтрації входить у розрахункові формули для визначення припливу води до різноманітних водозабірних споруд, а також у формули для розрахунку деформацій основ будівель і споруд у часі. Для орієнтовних, попередніх оцінок водопроник-

ності пісків коефіцієнт фільтрації може визначатися за емпіричними формулами, виходячи з зернового складу. Зокрема, використовується формула Хазена

$$k_f = c d_{10}^2 \tau, \text{ м/добу}, \quad (3.5)$$

де c — емпіричний коефіцієнт, який приймаємо від 400 до 1200, залежно від величини частинок, їх однорідності та домішок глинястих частинок (для чистих та однорідних пісків $c=1200\dots 800$, для забруднених та неоднорідних $c=800\dots 400$); d_{10} — діаметр частинок, менше якого в даній породі знаходиться (за масою) 10% частинок, мм; τ — температурний коефіцієнт, який визначається за формулою

$$\tau = 0,7 + 0,3t^\circ, \quad (3.6)$$

де t° — температура води, $^\circ\text{C}$.

У лабораторних умовах коефіцієнт фільтрації визначається з допомогою різних приладів. Такі прилади в принципі нічим не відрізняються від приладу Дарсі. Наприклад, широко використовується універсальна трубка КФ (рис. 3.10). Коефіцієнт фільтрації, м/добу, при заданій температурі визначають за формулою

$$k_f = \frac{Q \cdot 864}{t A I}, \quad (3.7)$$

де Q — об'єм профільтрованої води, см^3 ; 864 — коефіцієнт для переведення одиниці $\text{см}^3/\text{с}$ в м/добу; t — час фільтрації, с; A — площа поперечного перерізу трубки, см^2 ; I — гідравлічний градієнт.

Оскільки величини A та I є параметрами приладу, то дослід зводиться до визначення часу t , протягом якого профільтрується об'єм Q води. Для визначення коефіцієнта фільтрації, м/добу, при $t^\circ=10^\circ\text{C}$ (з метою одержання порівню-

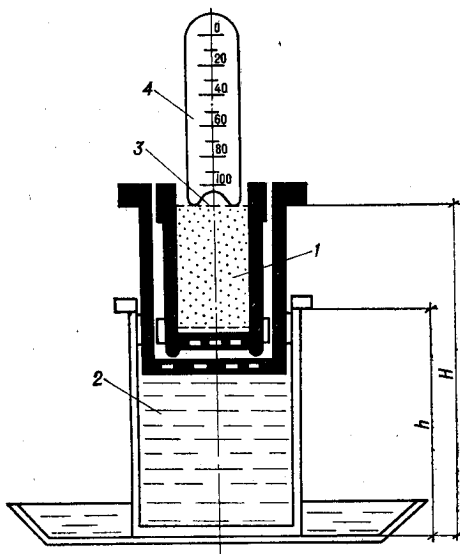


Рис. 3.10. Схематичний розріз універсальної трубки КФ:

1 — пісок; 2 — вода; 3 — сітка; 4 — мірна посудина

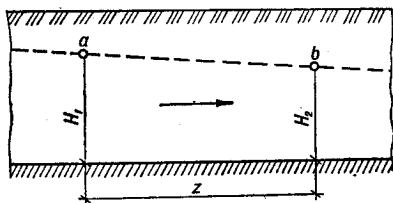


Рис. 3.11. Розрахункова схема ґрунтового потоку

ваних результатів) використовують формулу

$$k_f^{10} = k_f / \tau. \quad (3.8)$$

Найточніше коефіцієнт фільтрації можна визначити шляхом проведення дослідних відкачувань води в польових умовах. Орієнтовні значення коефіцієнтів фільтрації в різних породах наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1. Коефіцієнт фільтрації ґрунтів

Ґрунт	k_f , м/добу	Ґрунт	k_f , м/добу
Пісок крупний	55—25	Пісок пилуватий	5—2
Пісок середньої крупності	25—10	Супісок	2—1
Пісок дрібний	10—5	Суглинок	1—0,1
		Глина	0,1—0,001 і менше

З таблиці видно, що дрібнодисперсні породи мають дуже малий коефіцієнт фільтрації, що свідчить про їх практичну водонепроникність. Разом з тим Б. Ф. Рельтов встановив, що зв'язані породи (глини) бувають водонепроникні лише при гідравлічних градієнтах, які не перевищують деяких початкових значень. Якщо ж гідравлічний градієнт перевищує початкові значення, то ці породи стають водопроникними.

Маючи дані про водопроникність породи водоносного шару та його потужність, можна обчислити витрату води в потоці ґрунтових вод. Таку витрату, тобто об'єм води, який проходить за одиницю часу через розріз потоку шириною 1 м, визначають з допомогою формул. Розрахункова схема при горизонтальному водотриві показана на рис. 3.11. За початкову формулу беруть формулу Дарсі

$$Q = k_f A I, \quad (3.9)$$

$$A = h \cdot l = \bar{h}.$$

Тому вираз для визначення витрати можна подати так:

$$q = k_f I \bar{h}, \quad (3.10)$$

де q — витрата води в потоці завширшки 1 м, м³; I — гідравлічний градієнт, який є тангенсом кута нахилу поверхні ґрунтового потоку:

$$I = (H_1 - H_2) / L,$$

\bar{h} — середня потужність потоку на ділянці, яку розглядаємо, між точками a і b , м:

$$\bar{h} = (H_1 + H_2) / 2.$$

Підставляючи вирази для I та \bar{h} у формулу (3.10), одержуємо

$$q = k_f \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L}. \quad (3.11)$$

3.4. ПРИПЛИВ ВОДИ ДО ВОДОЗАБІРНИХ СПОРУД

Під час проектування водозниження, осушення та водопостачання треба знати, скільки води надходить до різних водозабірних споруд: колодязів, свердловин, канал, будівельних котлованів. Приплив води до водозабірних споруд обчислюють з урахуванням характеру її руху (ламінарний або турбулентний) у водоносному шарі, гідравлічних умов (води ненапірні або напірні) та особливостей обладнання водозабірної споруди.

Спочатку розглянемо випадок притікання води в колодязь, правильний і для свердловини. Через деякий час після відкопування колодязя вода в ньому встановлюється на тому ж рівні, що й за його межами (рис. 3.12). При забиранні води з колодязя рівень води в ньому знизиться. При цьому виникає різниця напорів води в колодязі та за його межами. Внаслідок цього вода починає надходити в колодязь, а рівень води за межами колодязя знижується. Але зниження води за межами колодязя не буде однаковим. Безпосередньо біля колодязя воно буде більшим, ніж на деякій відстані від нього. Це пояснюється тим, що вода під час руху в колодязь зустрічає опір з боку мінеральних частинок породи водоносного шару. Цей опір тим більший, чим менша водопроникність породи. Тому навколо колодязя виникає депресійна поверхня води. На схемі (рис. 3.12) ця поверхня показана лінією депресії. Характер лінії депресії залежить від водопроникності породи: в пісках вона буде більш положистою, в глинястих породах — крутішою.

При виведенні формули, за якою визначають притікання води в колодязь, прийняті такі позначення: H — потужність водоносного шару, м; h — висота стояння води в колодязі після зниження рівня, м; S — величина зниження рівня води в колодязі, м; R — радіус депресії, м; $r(z)$ — радіус колодязя, м; $I = \frac{dy}{dx}$ — гід-

равлічний градієнт у довільній точці лінії депресії, x і y — координати цієї точки, м.

Як початкову використовуємо формулу Дарсі (3.9). За цією формулою об'єм води, який фільтрується через бічну поверхню умовного циліндра висотою y та радіусом основи x , буде, м³,

$$Q = k_f \frac{dy}{dx} \cdot 2 \pi x y. \quad (3.12)$$

Поверхня циліндра, м²,

$$A = 2 \pi x y. \quad (3.13)$$

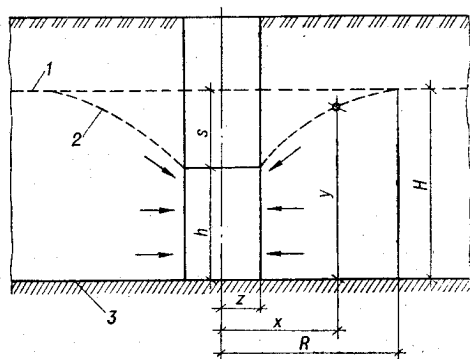


Рис. 3.12. Розрахункова схема притікання води до досконалого колодязя в ненапірному водоносному шарі:

1 — рівень ґрунтової води; 2 — лінія депресії; 3 — водотривкий шар

Розділимо змінні x та y :

$$2 y dy = \frac{Q}{k_f \pi} \cdot \frac{dx}{x}. \quad (3.14)$$

Проінтегрувавши ліву і праву частини цього рівняння, одержимо

$$y^2 = \frac{Q}{k_f \pi} \ln x + C, \quad (3.15)$$

де C — стала інтегрування.

Це рівняння визначає лінію депресії.

Згідно з прийнятою розрахунковою схемою величина x змінює свої значення від R до r , а y — від H до h .

Підставивши граничні значення змінних у рівняння лінії депресії, одержимо

$$H^2 = \frac{Q}{k_f \pi} \ln R + C; \quad (3.16)$$

$$h^2 = \frac{Q}{k_f \pi} \ln r + C. \quad (3.17)$$

Для того щоб звільнитися від сталої інтегрування C , віднімо від лівої та правої частин рівняння (3.16) відповідно ліву та праву частини рівняння (3.17):

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{k_f \pi} \ln R + C - \frac{Q}{k_f \pi} \ln r - C. \quad (3.18)$$

Цей вираз запишемо у вигляді

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{k_f \pi} (\ln R - \ln r) \quad (3.19)$$

і, розв'язавши його відносно Q , одержимо

$$Q = k_f \pi \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \ln r}. \quad (3.20)$$

Щоб надати цій формулі зручнішого для практичного застосування вигляду, доцільно натуральні логарифми замінити десятковими. При цій заміні треба брати до уваги, що $\ln N = 2,3 \lg N$. Тоді формула (3.20) матиме такий вигляд:

$$Q = 1,37 k_f \frac{H^2 - h^2}{\lg R/r}. \quad (3.21)$$

Якщо врахувати, що $H - h = S$, то формула (3.21) може бути і такою:

$$Q = 1,37 k_f \frac{(2H - S) S}{\lg R/r}. \quad (3.22)$$

Цю формулу вперше одержав Дюпюї. Для того щоб скористатися нею, треба знати радіус депресії. Оскільки безпосереднє визначення радіуса депресії з допомогою свердловин має певні труднощі, то його значення для орієнтовних розрахунків можна брати з табл. 3.2.

Таблиця 3.2. Дані для визначення радіуса депресії

Породи	Коефіцієнт фільтрації k_f , м/добу	Радіус депресії R , м
Супісок	1—2	40—50
Пісок пилюватий	2—5	90—140
Пісок дрібний	5—10	150—200
Пісок середньої крупності	10—25	225—350
Пісок крупний	25—55	275—400
Пісок гравелістий	100—115	450—500

Крім того, радіус депресії можна визначити з допомогою формули Кусакіна:

$$R = 1,95 S \sqrt{H k_f}. \quad (3.23)$$

У випадку, коли колодязь не доходить до водотриву, він називається *недосконалим* і для нього використовують таку формулу Дююї:

$$Q = 1,37 k_f \frac{H_0^2 - h_0^2}{\lg R/r}, \quad (3.24)$$

де H_0 та h_0 приймаються згідно з розрахунковою схемою, показаною на рис. 3.13. Приплив води до недосконалого колодязя залежить лише від частини водоносного шару, яка називається *активною зоною*.

Приймають, що глибина активної зони дорівнює $4/3$ глибини стояння води в колодязі, тобто $H_0 = 4/3r$.

У випадку *досконалого колодязя*, влаштованого в напірному водоносному шарі, використовують розрахункову схему, наведену на рис. 3.14, де a — потужність водоносного шару.

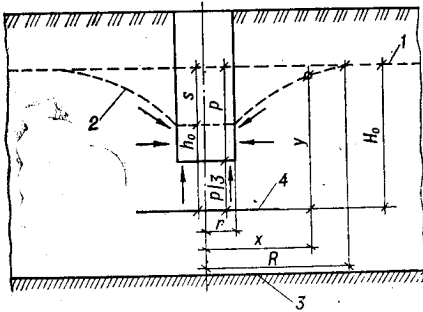


Рис. 3.13. Розрахункова схема припливу води до недосконалого колодязя в ненапірному водоносному шарі:

1 — рівень ґрунтової води; 2 — лінія депресії; 3 — водотривкий шар; 4 — умовний водотрив; S — динамічний рівень води; p — глибина води в колодязі

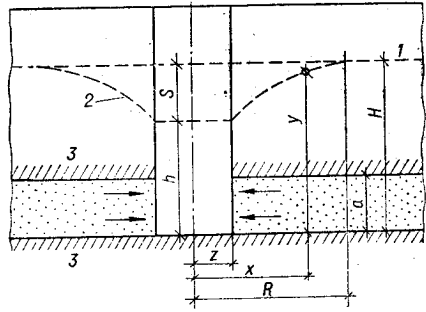


Рис. 3.14. Розрахункова схема притікання води до досконалого колодязя в напірному водоносному шарі:

1 — статичний рівень води; 2 — лінія депресії; 3 — водотривкий шар;

Формула Дюпі для цього випадку має вигляд

$$Q = 2,73 k_f a \frac{H-h}{\lg R/r}, \quad (3.25)$$

або

$$Q = 2,73 k_f \frac{aS}{\lg R/r}. \quad (3.26)$$

2.5. ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДНИХ ВІДКАЧУВАНЬ ВОДИ

Дослідні відкачування води проводять під час інженерно-геологічних досліджень з метою визначення коефіцієнта фільтрації породи водоносного шару і дебіту колодязя (свердловини). Під дебітом свердловини розуміють її продуктивність, тобто об'єм води, який може давати свердловина за одиницю часу протягом тривалої експлуатації. Ці роботи проводять для одержання даних, потрібних при розрахунках водозниження.

Відкачування можуть бути поодинокими та кущовими. Під час кущових відкачувань проходять центральну та допоміжні свердловини, розміщені у двох взаємно перпендикулярних променях. Свердловини при дослідних відкачуваннях можуть бути як досконалими, так і недосконалими. Як водопідйомники використовують штангові поршневі, а також занурювані насоси. Їх продуктивність приймається на 5–10 % більшою за очікуваний дебіт. Відкачування проводять при 1–3 зниженнях. Величина

знижень та різниця між ними не повинна бути менше 1 м. Тривалість відкачування на кожне зниження — 1–5 діб. Об'єм води, що відкачують, визначають з допомогою мірних посудин.

Розташування свердловин при кущових від-

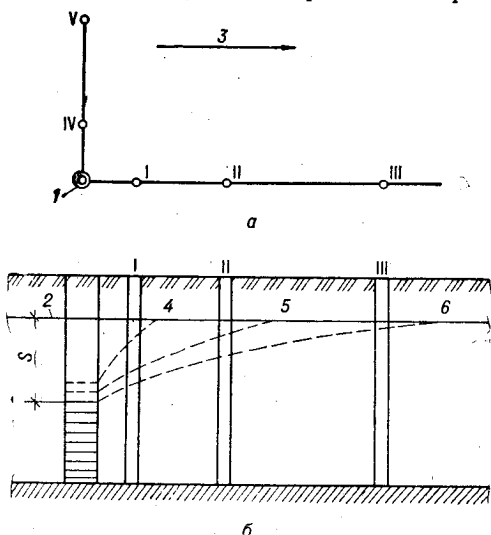


Рис. 3.15. Схема до проведення дослідних відкачувань води:

а — розташування свердловин; б — розріз за свердловинами I, II, III; 1 — центральна свердловина; 2 — рівень ґрунтових вод; 3 — напрям руху вод; 4, 5, 6 — лінії депресії при послідовних зниженнях рівня води

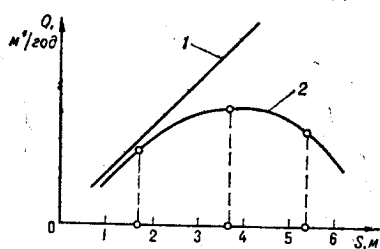


Рис. 3.16. Криві залежності дебіту свердловини від зниження рівня води:

1 — для напірних вод; 2 — для ненапірних вод

качуваннях та переріз по одному з променів показані на рис. 3.15. Відстань від центральної до спостережних свердловин приймається відповідно, м: в супісках 1—3, 4—8, 9—18, в пісках 2—5, 7—15, 17—30. Відкачування води проводять з центральної свердловини. Спостережні свердловини призначені для замірювання рівня води за межами центральної свердловини. В ході відкачування рівень води в центральній свердловині підтримують на позначці, яка відповідає прийнятому зниженню. У цей час навколо центральної свердловини формується депресійна поверхня, яка займає послідовне положення I, II, III. Це формування реєструють замірюванням рівнів води у спостережних свердловинах. Якщо після 8—10 год безперервного відкачування не буде відмічено падіння або підвищення рівня води в спостережних свердловинах, то замірюють об'єм води, відкачуваної з центральної свердловини за одиницю часу. Цей об'єм є дебітом свердловини при заданому зниженні. При проведенні відкачувань складають графік, який показує залежність дебіту свердловини від величини зниження (рис. 3.16). З цього графіка видно, що у ненапірних водах дебіт збільшується до певного значення, а потім зменшується. У напірних водах дебіт зростає із збільшенням зниження. Знаючи дебіт свердловини, можна визначити питомий дебіт, м³/год, при заданому зниженні за формулою

$$q = Q/S, \quad (3.27)$$

де Q — дебіт свердловини при заданому зниженні, м³/год; S — зниження, м.

Коефіцієнт фільтрації визначають з допомогою формул. Наприклад, у ненапірних водах при досконалій свердловині

$$k_f = \frac{Q (\lg R - \lg r)}{1,37 (H^2 - h^2)}, \quad (3.28)$$

де Q — дебіт свердловини.

Для визначення коефіцієнта фільтрації порід, що залягають вище рівня підземних вод, проводять дослідні заливання води в колодязі (свердловини). Такі роботи проводять, наприклад, при вивченні водопоглинання порід полів фільтрації тощо.

3.6. ВЗАЄМОДІЯ СВЕРДЛОВИН (КОЛОДЯЗІВ) І ОРГАНІЗАЦІЯ ВОДОЗНИЖЕННЯ

Відстань між свердловинами, використовуваними для одержання води, повинна бути не менше двох радіусів депресії. Якщо ж відстань між свердловинами або іншими водозбірними спорудами менше двох радіусів депресії, то вони взаємодіють. Внаслідок взаємодії відбувається зниження рівня ненапірних підземних вод між свердловинами (рис. 3.17), а в напірних водах — зниження напору. Це свідчить про те, що сумарний дебіт свердловин, які взаємодіють, менший сумарного дебіту окремих свердловин.

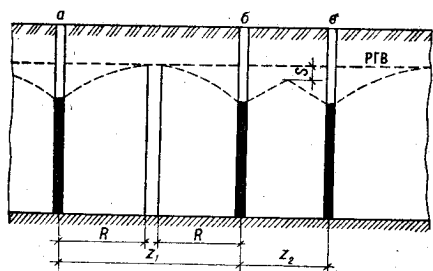


Рис. 3.17. Схема взаємного розташування свердловин:

a — взаємодії немає; *б* — взаємодія є; *S* — величина водозниження; *R* — радіус депресії; *z*₁, *z*₂ — відстані між свердловинами

Зниження рівня води між свердловинами, що взаємодіють, використовується для влаштування водозниження, під час закладення фундаментів нижче рівня ґрунтових вод, а також у

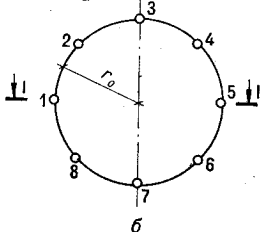
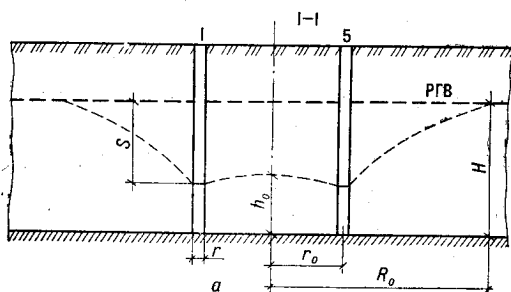


Рис. 3.18. Розрахункова схема водозниження: *a* — розріз по *I-I*; *б* — контур з 8 свердловин

різноманітних дренажних спорудах. При розрахунку водозниження, під час заходження води до групи свердловин, що взаємодіють і розміщені вздовж контуру майданчика тієї або іншої форми, його форму приводять до рівновеликого за площею кола. Це пояснюється тим, що існуючі методики розрахунків пов'язані саме з такою схемою. Розглянемо випадок з досконалими свердловинами в ненапірному водонесному шарі (рис. 3.18). Для обчислення наближеного значення висоти зниженого рівня води в центрі контуру використовують так звану формулу «великого колодязя»:

$$h_0 = \sqrt{H^2 - \frac{nQ' \lg R_0/r_0}{1,37 kf}}, \quad (3.29)$$

де h_0 — висота зниженого рівня води в центрі контуру, м; H — товщина водонесного шару, м; n — число свердловин у контурі; Q' — дебіт кожної із свердловин, що взаємодіють, м³; r_0 — радіус рівновеликого кола, до якого приводиться контур водознижувальної установки, м; R_0 — радіус депресії установки ($R_0 = R + r_0$, де R — радіус депресії свердловини, який можна визначити за формулою І. П. Кусакіна).

Дебіт свердловини, що взаємодіє, можна визначити за перетвореною формулою В. М. Щелкачова:

$$Q' = \frac{1,37 k_f (2H - S) S}{\lg \frac{R_o^n}{nr_o^{n-1} r}}, \quad (3.30)$$

де S — зниження рівня води у свердловині, м; r — радіус свердловини, м.

3.7. ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ, ХІМІЧНИЙ І БАКТЕРІАЛЬНИЙ СКЛАД ПІДЗЕМНИХ ВОД І ЇХНЯ АГРЕСИВНІСТЬ

Вода — добрий розчинник, тому підземні води є природними розчинами. В них розчиняються різні солі та гази. Крім того, в підземних водах можуть бути в змуленому стані частинки мінерального та органічного походження. Це зумовлює певні фізичні властивості, хімічний та бактеріальний склад підземних вод.

Фізичні властивості підземних вод — це прозорість, колір, запах, смак та температура. Прозорість залежить від наявності змулених частинок з розмірами від колоїдних до тих, що бачимі оком. Іноді причиною мутності стає те, що деякі хімічні сполуки випадають в осад. Колір чистої води у великій масі голубуватий, у малій вона безбарвна. Забарвлення підземних вод пов'язане з вмістом різних домішок. Так, води, що вміщують сполуки заліза, мають коричневий відтінок, а води, що вміщують гумінові кислоти, — жовтий. Запах теж залежить від домішок. Наприклад, води, які містять гумінові кислоти, мають специфічний болотний запах. Смак залежить від складу розчинених речовин. Сульфати зумовлюють гірко-солоний смак, хлориди — солоний. Температура підземних вод залежить від глибини їх залягання, наявності вулканічних осередків, вічномерзлих порід і коливається в дуже широких межах. За температурою вони мають кілька градацій — від дуже холодних (до $+5^{\circ}\text{C}$) до гарячих (вище $+37^{\circ}\text{C}$). Температура води впливає на вміст у ній різних розчинених речовин.

Хімічний склад підземних вод залежить від характеру гірських порід, у яких вони містяться, кількості опадів та інших факторів. Найбільше у складі підземних вод аніонів — Cl^- , SO_4^{2-} , HCO_3^- , CO_3^{2-} , катіонів — Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , H^+ , а також газів — O_2 , CO_2 , H_2 . Вміст хімічних елементів, які знаходяться у воді, їх сполук і газів характеризує загальну мінералізацію води. Її визначають за сухим залишком, який одержують шляхом випарювання води при температурі $105\text{--}110^{\circ}\text{C}$. За кількістю сухого залишку води діляться на прісні (до 1 г/л), слабкосолені (1—5 г/л), солонуваті (5—10 г/л), солоні (10—50 г/л) та розсоли (50 г/л і більше).

Наявність у воді тих чи інших компонентів або їх переважання зумовлює характер реакції води, її жорсткість та агресив-

ність. *Характер реакції води* (кисла, нейтральна, лужна) залежить від концентрації в ній водневих іонів, тобто від кількості грам-еквівалентів цього іона в 1 л води. Відомо, що вода слабо дисоціює (розпадається на іони: водневий H^+ та гідроксильний OH^-). У нейтральній воді концентрація водневих та гідроксильних іонів однакова і дорівнює 10^{-7} . Для будь-якого водного розчину добуток концентрації водневих та гідроксильних іонів є величиною сталою, що дорівнює 10^{-14} . Отже при збільшенні кількості водневих іонів зменшується кількість гідроксильних іонів. Концентрація водневих іонів виражається логарифмом концентрації водневих іонів, взятим з протилежним знаком, і позначається рН. Її визначають в інтервалі від 1 до 10^{-14} ммоль/л, що відповідає рН від 0 до 14:

$$pH = -\lg(H^+). \quad (3.31)$$

Якщо $pH=10^{-7}$, то $pH = -\lg 10^{-7} = 7 \lg 10 = 7$. При $pH=7$ вода нейтральна. Якщо $pH < 7$ (тобто водневих іонів більше, ніж гідроксильних, то вода має кислу реакцію. Якщо ж $pH > 7$, то вода має лужну реакцію. Визначають рН з допомогою приладу, що має назву рН-метр, або колориметричним способом.

Жорсткість води — це її властивість, зумовлена наявністю розчинених у ній солей кальцію та магнію. Від жорсткої води утворюється накип у парових котлах, така вода погано милиться і т. д. Жорсткість можна виражати у мілімолях на літр; 1 ммоль/л жорсткості відповідає вмісту в 1 л води 20,04 мг Ca^{2+} або 12,16 мг Mg^{2+} . За жорсткістю вода буває м'яка — менше 3, середньої жорсткості — 3—6, жорстка — 6—9, дуже жорстка — більше 9 ммоль/л.

Агресивність підземних вод виявляється в її руйнівальному впливі на бетон, розчини, кам'яний матеріал та сталь фундаментів і підземних споруд. Інтенсивність агресивної дії підземної води тим вища, чим вища водопроникність породи водоносного шару. Розрізняють такі види агресивності залежно від вмісту: іонів HCO_3^- — вилуговуюча, рН — загальнокислотна, вільного вуглекислого газу (CO_2) — вуглекислотна, іонів SO_4^{2-} — сульфатна, іонів Mg^{2+} — магnezійна. Різноманітні випадки проявлення цих видів агресивності підземних вод розглядаються в будівельних нормах і правилах. В окремих випадках агресивність спричинюється тим, що атмосферні води (талі та дощові) фільтруються у водоносний шар через товщу шлаків або відходів хімічного виробництва. Можливе також проникнення скидних вод, які містять агресивні розчини, у водоносний шар.

Для боротьби з агресивним впливом підземних вод використовують щільні бетони на цементах відповідних марок, влаштовують гідроізоляцію, дренаж тощо.

Бактеріальний склад підземних вод характеризується вмістом різноманітних мікроорганізмів, в тому числі й бактерій. Кількість їх зменшується з глибиною. Для оцінки бактеріального забруднення користуються колітитром, під яким розуміють об'єм

води, що містить одну кишкову паличку (бактерію). Залежно від колітитру води мають шість градацій — від бездоганно здорових (500—750 см³) до зовсім непридатних (25—50 см³).

Контрольні запитання і завдання для самостійної роботи

1. Які води називають підземними?
2. На які види поділяються підземні води в порях гірських порід за О. Ф. Лебедевим?
3. На які види поділяються підземні води згідно з класифікацією Саваренського?
4. Покажіть схему залягання ненапірних підземних вод.
5. Покажіть схему залягання артезіанських вод.
6. Як визначити напрям руху підземних вод?
7. Сформулюйте і виразіть рівнянням закон Дарсі.
8. Від яких факторів залежить коефіцієнт фільтрації?
9. Як визначити приплив води до досконалого колодязя в ненапірному водоносному шарі?
10. Як визначити приплив води до недосконалого колодязя в ненапірному водоносному шарі?
11. Як визначити приплив води до досконалого колодязя в напірному водоносному шарі?
12. З якою метою проводяться дослідні відкачування підземних вод?
13. Як взаємодіють водозабірні свердловини?
14. Покажіть на схемі принцип водозниження.
15. Назвіть фізичні властивості води.
16. Назвіть хімічні властивості води.
17. Чим характеризується бактеріальний склад підземних вод?

4. ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

4.1. ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ. СТРУКТУРА І ТЕКСТУРА

Природними ґрунтами в інженерній геології називаються пухкі гірські породи кори вивітрювання літосфери. Від масивних гірських порід природні ґрунти відрізняються роздробленістю. Ґрунти складаються з окремих частинок, зв'язки між якими або взагалі відсутні, або ж їх міцність у багато разів нижча за міцність самих частинок. Така будова ґрунтів визначає їх пористість. Це означає, що об'єм, зайнятий ґрунтом, не весь заповнений частинками, між ними залишається вільний простір, заповнений газами і рідиною.

Від пористості ґрунтів залежать їх властивості: під навантаженням вона зменшується, що визначає стисливість ґрунтів; водопроникність зумовлює фільтраційні властивості ґрунтів; тертя між частинками в процесі деформування відбувається тільки в точках контакту частинок і визначає міцність ґрунту в цілому.

Ґрунти як пухкі гірські породи необхідно розглядати в нерозривному зв'язку з умовами утворення, враховуючи їх взаємодію з навколишнім середовищем (оточенням). На суші утворення ґрунтів пов'язане з елювіальними, делювіальними, пролювіальними, алювіальними, еоловими, льодовиковими процесами.

Морські відклади нагромаджуються на дні і внаслідок регресії моря опиняються на суші.

Різноманітність ґрунтових умов визначається характером відкладення осадів (седиментацією), а також наступним їх ущільненням (діагенезом). Так, особливі умови, які виникають під час танення льодовиків, сприяють утворенню в озерах малої води стрічкових глин (послідовних чергувань шарів піщаних і глинястих частинок). Внаслідок явищ, які виникають у нагромаджених шарах під навантаженням шарами, що лежать вище, а також хімічних процесів, від мулів утворилися глини, від пісків — піщаники і т. д.

Ґрунтові товщі за глибиною і протяжністю неоднорідні, тому вивчати їх властивості необхідно на кожному будівельному майданчику. Властивості ґрунтів визначаються їх складом. У загальному випадку ґрунт — трикомпонентна система, яка складається з твердих частинок, рідини й газів.

Тверді частинки ґрунтів характеризуються розмірами, формою і мінералогічним складом. За крупністю частинки поділяються на великоуламкові — більше 2 мм діаметром; піщані, які складаються з частинок діаметром 2—0,05 мм; пілуваті — 0,05—0,005 мм; глинясті — менше 0,005 мм. Великоуламкові, піщані і пілуваті частинки складаються з первинних мінералів, серед яких найбільш поширені кварц, польовий шпат та ін. Глинясті частинки складаються з вторинних мінералів: каолініту, монтморилоніту, гідрослюди. Каолінит має жорстку кристалічну решітку і активну поверхню (10 м²/г). Монтморилоніт має рухливу кристалічну решітку, яка може розклинюватися плівками води і збільшуватися в об'ємі; активна поверхня 800 м²/г. Гідрослюда займає проміжне місце; активна поверхня 80 м²/г. Згідно з наведеними даними, монтморилоніт зв'язує й утримує значно більшу кількість води. Наприклад, з цієї причини морозне випинання проявляється більше в каолінітових глинястих ґрунтах, ніж в монтморилонітових. Особливості будови кристалічної решітки монтморилонітів визначають властивості набування й осідання ґрунтів.

У загальному випадку наявність глинястих частинок у ґрунті свідчить про більшу його пористість, здатність утримувати більшу кількість води, більший діапазон вологості, властивостей пластичності тощо.

Рідина у ґрунті складається в основному з води і водних розчинів. Класифікація видів води в порах ґрунту, прийнята за О. Ф. Лебедевим, відображена на рис. 3.1. Збільшення вмісту води в ґрунті призводить до деякого підвищення його міцності завдяки дії молекулярних сил зв'язаної води. При подальшому збільшенні вмісту води міцність глинястих ґрунтів знижується внаслідок зменшення тертя між частинками. При замерзанні води в порах ґрунту його міцність (стійкість) різко збільшується, при розтаванні льоду відбувається зворотнє явище. Збільшення кількості води в порах просадочних ґрунтів під наванта-

женням призводить до порушень їх структури і, як наслідок, до просідань тощо.

Газ — третій компонент ґрунтової системи. Якщо газ, який знаходиться в порах ґрунту, контактує з атмосферою, його вплив на механічні властивості ґрунту не має істотного значення. Наявність стиснутих бульбашок газу в ґрунті зменшує його водопроникність, збільшує пружні властивості, нерідко призводить до руйнування зразків, видобутих з великих глибин.

Якщо склад ґрунту визначається його твердими частинками, рідиною й газовою складовими, то будову прийнято характеризувати структурою й текстурою.

Розрізняють також поняття макро-, мезо- і мікроструктур і текстур.

Макроструктурні особливості складу ґрунтів добре розпізнаються навіть неозброєним оком. Розміри макроелементів ґрунту коливаються від долей сантиметра й вище. Так, для лесових порід України характерні макропориста, стовпчаста і плитчаста структури. Особливості макроструктури визначають міцність, водопроникність, капілярні та інші властивості ґрунтів. *Макротекстура* визначає особливості розміщення макроелементів. Для лесових порід характерна безладна макротекстура, що створює враження суцільного однорідного тіла. Порода зі складною макротекстурою має окремі шари з відповідною просторовою орієнтацією.

Мезоструктуру і *мезотекстуру* визначають параметри елементів розміром до 0,0001 мм. Тому вони вивчаються на шліфах з використанням збільшення в 500—600 разів.

Мікроструктура і *мікротекстура* характеризуються параметрами мікроелементів меншими 0,0001 м, вивчення яких можливе тільки з застосуванням електронних мікроскопів. У лесових ґрунтах мікроелементи, які є кристалами глинястих мінералів, під впливом сил взаємодій утворюють мезоструктурні елементи, які, в свою чергу, формують елементи макроструктур. Звідси висновок, що в основі макро- і мезоструктур лесових ґрунтів, а також усіх глинястих лежать мікроструктури або структурні зв'язки.

Структурні зв'язки — важлива характеристика ґрунтів, яка визначає їх інженерно-геологічні властивості. Відомо, що міцність дисперсних ґрунтів не відповідає міцності самих частинок. Вона значно менша й визначається міцністю структурних зв'язків. Структурні зв'язки формуються внаслідок складних фізико-хімічних процесів, які відбуваються при геологічному формуванні породи і продовжуються увесь період її життя. Такі явища, як вивітрювання, ущільнення, розчинення, фільтрація та інфільтрація розчинів можуть докорінно змінити й утворити нові структурні зв'язки в ґрунті.

Розрізняють декілька видів структурних зв'язків, які можуть діяти сумісно. *Хімічні зв'язки* — жорсткі кристалічні, характерні для скельних порід, хоча в зачатковому стані вони є і в дис-

персних ґрунтах (зчеплення, зміцнення пісків). Ці зв'язки носять безповоротний характер, після руйнування не відновлюються. Молекулярні і молекулярно-іонні електростатичні зв'язки виникають при зближенні мікрочастинок завдяки молекулярним (ван-дер-ваальсовим) силам. Проявляються вони на відстані й за силою поступаються хімічним зв'язкам. Ці зв'язки називають *оборотними*. Сучасна наука про структуру ґрунтів розрізняє *магнітні зв'язки в тонкодисперсних системах*, а також *зв'язки за рахунок зарядів, які виникають на контактах мінеральних частинок*.

Деякі особливості структурних зв'язків ґрунтів визначають їх властивості. Так, у мерзлих ґрунтах частинки зцементовані льодом до міцності скелі, однак при підвищенні температури ґрунту міцність його зменшується. Неводостійкість зв'язків агрегатів лесових ґрунтів спричинює їх просідання при замочуванні під навантаженням. Тиксотропність мулів призводить до їх руйнування навіть при незначних динамічних навантаженнях. Аналогічні явища відбуваються в ґрунтах, що мають пливунні властивості.

4.2. ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Для кількісної оцінки властивостей ґрунтів використовують кілька груп характеристик: класифікаційні, основні фізичні, похідні.

Класифікаційними характеристиками є зерновий склад для великоуламкових і піщаних ґрунтів і число пластичності для глинястих ґрунтів. З допомогою цих характеристик встановлюють назву вказаних ґрунтів. *Зерновим складом ґрунту* називається вміст у ньому уламків і мінеральних частинок різної крупності, визначений у процентах. Для визначення зернового складу роблять аналіз на ситах. Форма запису результатів аналізу піщаного ґрунту показана в табл. 4.1.

Таблиця 4.1. Дані гранулометричного складу піщаного ґрунту

Показник	Діаметр отвору сита, мм				
	2	0,5	0,25	0,1	піддон
	Розмір фракцій, мм				
	>2	2—0,5	0,5—0,25	0,25—0,1	0,1
Маса фракцій, г	10,5	22,6	32,8	30,9	3,2
Вміст фракцій, %	10,5	22,6	42,8	30,9	3,2

За зерновим складом можна визначити з табл. 4.2 назву ґрунту, а також побудувати сумарну криву зернового складу (рис. 4.1), з допомогою якої визначають ступінь неоднорідності ґрунту за формулою

$$C_v = d_{60}/d_{10}, \quad (4.1)$$

де d_{60} — діаметр частинок, менше якого в ґрунті міститься (за масою) 60 % частинок; d_{10} — діаметр частинок, менше якого в ґрунті міститься (за масою) 10 % частинок.

Таблиця 4.2. Дані для визначення назви великоуламкових і піщаних ґрунтів

Назва ґрунту	Вміст (за масою) уламків і мінеральних частинок у зерновому складі, %
<i>Великоуламкові ґрунти</i>	
Валунний (бриловий)	Частинки, крупніші за 200 мм, складають більше 50 %
Гальковий (шебенистий)	Частинки, крупніші за 10 мм, складають більше 50 %
Гравійний (дресвяний)	Частинки, крупніші за 2 мм, складають більше 50 %
<i>Піщані ґрунти</i>	
Пісок гравійний	Частинки, крупніші за 2 мм, складають більше 25 %
Пісок крупний	Частинки, крупніші за 0,5 мм, складають більше 50 %
Пісок середньої крупності	Частинки, крупніші за 0,25 мм, складають більше 50 %
Пісок дрібний	Частинки, крупніші за 0,1 мм, складають 75 % і більше
Пісок пилюватий	Частинки, крупніші за 0,1 мм, складають менше 75 %

Примітки: 1. Для встановлення назви ґрунту за табл. 4.2 послідовність підсумовування вмісту частин така: спочатку — крупніші 200 мм, потім — крупніші 10 мм, далі — крупніші 2 мм і т. д. Назва встановлюється за першою задовільною ознакою.

2. При наявності у великоуламкових ґрунтах піщаного (більше 40 %) або глинястого (більше 30 %) заповнювача в назві ґрунту необхідно вказувати і вид заповнювача.

Пластичністю називається здатність ґрунту деформуватися під зовнішнім впливом без порушення суцільності і зберігати свою форму після зняття впливу. Пластичність характеризується числом пластичності I_p , обчислення якого зводиться до визначення меж текучості і розкочування:

$$I_p = W_L - W_p, \quad (4.2)$$

де W_L — вологість ґрунту на межі текучості, частки одиниці; W_p — вологість ґрунту на межі розкочування, частки одиниці.

Межа текучості визначається вологістю ґрунту в момент переходу його з пластичного стану в текучий. Межа розкочування визначається вологістю ґрунту в момент переходу його з пластичного стану у твердий. Згадані вище моменти встановлюються з допомогою практичних прийомів, які викладені в керівництвах до лабораторних визначень. Число пластичності визначається з рис. 4.2. Якщо на горизонтальній осі відкласти вологість ґрунту в частках одиниць, то до деякого значення вологості W_p

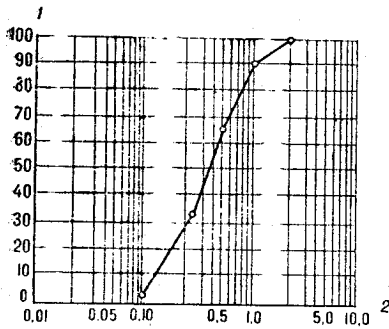
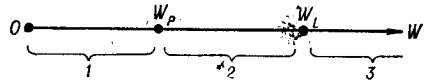


Рис. 4.1. Сумарна крива зернового складу піску:

1 — вміст частинок, %, діаметр яких менший, ніж тих, які вказано на осі абсцис;
2 — десятковий логарифм діаметра частинок

Рис. 4.2. Абсциса вологості пилувато-глинястого ґрунту:

1 — твердий стан; 2 — пластичний стан; 3 — текучий стан



ґрунт перебуватиме у твердому стані, а потім перейде в пластичний. У цьому стані він перебуватиме до значення вологості W_L . Якщо вологість ґрунту перевищить W_L , то ґрунт перейде в текучий стан. Назви глинястих ґрунтів визначаються за числом пластичності I_p :

Супісок	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 \leq I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,17$

При наявності у глинястих ґрунтах від 15 до 20 % частинок крупніших за 2 мм необхідно до назви ґрунту додавати відповідно «з галькою» або «з гравієм», а при вмісті цих частинок від 25 до 50 % — «гальковий» або «гравійний».

Пилувато-глинясті ґрунти діляться на види (табл. 4.3) залежно від показника текучості

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (4.2')$$

Основними фізичними характеристиками ґрунтів є щільність частинок, щільність і вагова вологість ґрунтів. Якщо позначити через V — загальний об'єм ґрунту, g — масу цього об'єму, V_p — об'єм, зайнятий частинками, g_p — масу частинок ґрунту, то щільність частинок ґрунту ρ_s , г/см³, т/м³, визначається відношенням маси частинок до зайнятого об'єму:

$$\rho_s = g_p / V_p \quad (4.3)$$

Таблиця 4.3. Види пилувато-глинястих ґрунтів залежно від показника текучості I_L

Значення I_L	Вид ґрунту	
	Суглинки та глини	Супіски
$I_L < 0$	Тверді	Тверді
$0 \leq I_L < 0,25$	Напівтверді	} Пластичні
$0,25 \leq I_L < 0,5$	Тугопластичні	
$0,5 \leq I_L < 0,75$	М'якопластичні	
$0,75 \leq I_L < 1,0$	Текучопластичні	
$I_L > 1,0$	Текучі	Текучі

Щільність частинок визначається лабораторним способом.

Щільність ґрунту ρ , г/см³, т/м³, — це відношення маси ґрунту до загального його об'єму:

$$\rho = g/V. \quad (4.4)$$

Визначення щільності ґрунтів, які при відборі зразків зберігають структуру і в той же час піддаються обробці ножом, здійснюють за методом ріжучих кілець. Щільність скельних ґрунтів визначають методом гідростатичного зважування з попереднім парафінуванням. Щільність піщаних і глинястих ґрунтів змінюється в досить широких межах і значно відрізняється від щільності частинок. У щільних скельних ґрунтах щільність незначно відрізняється від щільності частинок. Таким чином, щільність свідчить про потенціальну можливість ущільнення ґрунту.

Ваговою вологістю ґрунту називається відношення маси води до маси твердих частинок:

$$W = (g - g_p)/g_p. \quad (4.5)$$

У лабораторних умовах вологість визначають методом висушування при температурі 105 °С.

Розглянуті характеристики фізичного стану ґрунту визначають експериментальним способом і використовують для загальної оцінки властивостей ґрунту. З допомогою формул за цими характеристиками визначають похідні характеристики.

Щільність сухого ґрунту ρ_d — це відношення маси твердих частинок до загального об'єму ґрунту:

$$\rho_d = \frac{g_s}{V} = \frac{\rho}{1 + W}, \quad (4.6)$$

де W — вологість ґрунту.

У практиці будівництва ця величина використовується для оцінки ущільнення ґрунту. Вважається, що глинястий ґрунт ущільнюється при $\rho_d = 1,55 \dots 1,6$ т/м³, а піщаний — при $\rho_d = 1,65$ т/м³.

Пористість ґрунту n — це відношення об'єму пор до загального об'єму ґрунту:

$$n = \frac{V - V_s}{V} \cdot 100 \% = \left[1 - \frac{\rho}{\rho_s(1 + W)} \right] \cdot 100 \% \quad (4.7)$$

Для звичайних ґрунтів пористість становить 30—40 %, а для просадочних досягає 68 %.

Коефіцієнт пористості e — це відношення об'єму пор до об'єму твердих частинок:

$$e = (V - V_p)/V_p = \rho_s(1 + W)/\rho - 1. \quad (4.7a)$$

Коефіцієнт пористості застосовують набагато ширше, ніж пористість, особливо в механіці ґрунтів. Це пояснюється тим, що об'єм пор у ній визначений у відношенні до об'єму мінеральних частинок, який залишається постійним у процесі стискання ґрунту. Щільність сухого ґрунту і коефіцієнт пористості характеризують властивості ґрунту, і в першу чергу його щільність. Чим більша щільність сухого ґрунту й чим менший коефіцієнт пористості, тим щільніший ґрунт, а отже, і кращі його будівельні властивості.

Повна вологомісткість ґрунту W_1 — це вологість при повному заповненні пор водою:

$$W_1 = e\rho_w/\rho_s, \quad (4.8)$$

де $\rho_w = 1 \text{ т/м}^3$ — густина води.

Ступінь вологості ґрунту S_r є відношенням вологості ґрунту до повної вологомісткості:

$$S_r = W/W_1 = W\rho_s/e\rho_w. \quad (4.9)$$

Ця величина характеризує ступінь заповнення пор ґрунту рідиною і змінюється від 0 до 1.

Для підрахунку ваги ґрунту використовують такі характеристики:

питому вагу ґрунту, Н/см^3 , кН/м^3 ,

$$\gamma = \rho g, \quad (4.10)$$

де $g = 9,81 \text{ м/с}^2 \approx 10 \text{ м/с}^2$ — прискорення вільного падіння;

питому вагу твердих частинок, Н/см^3 , кН/м^3 ,

$$\gamma_s = \rho_s g, \quad (4.11)$$

питому вагу сухого ґрунту, Н/см^3 , кН/м^3 ,

$$\gamma_d = \rho_d g. \quad (4.12)$$

Враховуючи відповідну розкиданість величин, які визначають у процесі дослідження фізичних характеристик ґрунтів, їх розрахункові значення обчислюють на підставі статистичної обробки результатів паралельних визначень A_i . Нормативне значення шуканої характеристики визначають як середнє:

$$A_n = \frac{1}{n} \sum_1^n A_i, \quad (4.13)$$

де n — число паралельних визначень.

Середнє квадратичне відхилення

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} (A_n - A_i)^2}. \quad (4.14)$$

Коефіцієнт варіації

$$v = \sigma/A_n. \quad (4.15)$$

Показник точності

$$\rho_\alpha = t_\alpha v / \sqrt{n}, \quad (4.16)$$

де t_α — задане значення надійної ймовірності.

Коефіцієнт надійності ґрунту

$$\gamma_g = 1/(1 - \rho_c). \quad (4.17)$$

Розрахункове значення шуканої характеристики

$$A_{I(II)} = A_n/\gamma_g. \quad (4.18)$$

4.3. КЛАСИФІКАЦІЯ ГРУНТІВ

Якщо гірські породи є основами будівель або матеріалом для зведення земляних споруд, то вони називаються *ґрунтами*. З цієї точки зору в інженерній геології ґрунтом вважають усяку гірську породу. У переважній більшості ґрунти складаються з різних відкладів. Це зумовлює їх різноманітність, бо вони зосереджують у собі всі особливості відкладів. Ось чому ґрунти **необхідно** вивчати, враховуючи їх генезис (походження).

У даний час використовують класифікацію ґрунтів відповідно до ГОСТ 25100—82. Цей стандарт поширюється на всі ґрунти і використовується при проведенні інженерно-геологічних розвідувальних робіт, а також при проектуванні й зведенні будівель і споруд.

Класифікація ґрунтів складається з таксонометричних характеристик, що виділяються за групами ознак:

1. *Клас за характером структурних зв'язків*: два класи ґрунтів — з жорсткими структурними зв'язками (скельні) і без жорстких структурних зв'язків (нескельні).

2. *Група за походженням*: наприклад, у класі скельних ґрунтів за походженням розрізняють магматичні, осадові, метаморфічні і штучні зцементовані ґрунти.

3. *Підгрупа за умовами утворення*: наприклад, у групі магматичних розрізняють глибинні і виливні ґрунти.

4. *Тип за петрографічним, гранулометричним складом, ступенем неоднорідності, числом пластичності*: наприклад, у групі пилувато-глинястих ґрунтів за числом пластичності виділяють суглинки, суглинки і глини.

5. *Вид за структурою, текстурою, складом цементу, щільністю, вмістом органічних речовин, ступенем ущільнення від власної ваги*: наприклад, залежно від коефіцієнта пористості піски ділять на пухкі, середньої щільності і щільні.

6. *Різновид за фізичними, фізико-механічними і хімічними властивостями та станом*: наприклад, пилувато-глинясті ґрунти поділяють на різновиди залежно від показника текучості.

Інженерно-геологічна характеристика скельних ґрунтів. Мінеральні зерна, а також уламки порід, з яких складаються скельні ґрунти, з'єднані між собою структурними зв'язками. У скельних ґрунтах магматичного, метаморфічного і в деяких ґрунтах осадового походження ці зв'язки є кристалізаційними, зумовленими діями міжатомних сил. У більшості скельних ґрунтів осадового походження зв'язки цементаційні. Завдяки структурним зв'язкам і високій міцності самих мінеральних частинок

і уламків порід скельні ґрунти мають високу міцність, яка характеризується межею міцності на одноосьове стиснення у водонасиченому стані:

$$R = N_{\max}/A, \quad (4.19)$$

де N_{\max} — максимальне руйнівне навантаження; A — початкова площа поперечного перерізу зразка.

Поряд з цим скельні ґрунти практично нестисливі при тисках, що виникають від будівель і споруд. Пористість у більшості скельних ґрунтів дуже невелика. Але в деяких, зокрема в осадових, вона може досягати 26 %. Пористість значною мірою визначає міцність і деформативність цих ґрунтів, їхні можливості щодо вивітрювання і морозостійкості. Значення міцності на стискання, модулів пружності і пористості деяких скельних ґрунтів наведені в табл. 4.4.

Таблиця 4.4. Значення міцності на стискання, модулі пружності і пористість деяких скельних ґрунтів

Ґрунт	Міцність на стискання R_c , МПа	Модуль пружності E , МПа $\cdot 10^8$	Пористість, %
Граніт	100—230	30—68	0,06—2
Базальт	80—240	20—100	3—6
Гнейс	80—220	17—50	—
Вапняк щільний	60—200	25—75	5—13,7
Вапняк пористий	7—50	7—15	10—22
Піщаник слабкий	1,5—5	6—20	16—26

Більшість скельних ґрунтів при взаємодії з водою не змінює своїх властивостей. Проте деякі скельні ґрунти з твердими кристалізаційними зв'язками знижують свою міцність під дією води. Ця властивість скельних ґрунтів називається *розм'якшенням* і характеризується ступенем розм'якшення, який виражає відношення міцності на стискання після насичення водою R_c^w до міцності в сухому стані R_c^d :

$$k_{saf} = R_c^w/R_c^d. \quad (4.20)$$

Розрізняють нерозм'якливі скельні ґрунти при $k_{saf} < 0,75$ і розм'якливі при $k_{saf} > 0,75$. Осадові зцементовані ґрунти так діляться за ступенем розчинності у воді:

Ґрунти	Ступінь розчинності, г/л
Нерозчинні	<0,01
Важкорозчинні	0,01—1
Середньорозчинні	>1 до 10
Легкорозчинні	>10

При оцінці основ, складених скельними ґрунтами, необхідно мати на увазі, що властивості скельних ґрунтів у зразках відрізняються від їх властивостей у масиві. Це пояснюється тим,

що масиви звичайно бувають розчленовані тріщинами відокремлення, а також тектонічними тріщинами.

Властивості скельних ґрунтів залежать також від їх структури і текстури. Оскільки основи, складені скельними ґрунтами, розраховуються за несучою спроможністю (міцністю), то найважливішою властивістю таких ґрунтів є міцність на стискання. Але треба зважити й на те, що навіть у випадку забезпечення міцності основи будівля або споруда може вийти з ладу через втрату загальної стійкості масиву, наприклад при зміщенні його на похилій тріщині. З цього можна зробити висновок, що під час інженерно-геологічних досліджень особливості залягання скельних ґрунтів повинні уважно вивчатись. А взагалі скельні ґрунти є надійними основами, в тому числі і в сейсмічних районах.

Інженерно-геологічна характеристика великоуламкових і піщаних ґрунтів. Великоуламкові і піщані ґрунти називаються *незв'язними*. Структурні зв'язки між мінеральними зернами й уламками порід у цих ґрунтах відсутні. Основними компонентами великоуламкових і піщаних ґрунтів є глинясті (<0,005 мм), пилюваті (0,005—0,05 мм) і піщані (0,05—2 мм) частинки, а також уламки порід (>2 мм). Структура цих ґрунтів визначається формою, розмірами і співвідношенням перелічених вище компонентів. Для великоуламкових ґрунтів характерна грубоуламкова (псефітова) структура, а для піщаних — піщана (псамітова).

Відомо, що структура ґрунтів, що розглядаються, багато в чому визначає їх опір зсуву, тобто міцність. Опір цих ґрунтів зсуву є опором тертю, прямо пропорційним тиску на ґрунт. Ці ґрунти досить міцні, щоб сприймати значні тиски від будівель і споруд без втрати міцності (стійкості). Так, за нормами розрахунковий опір R таких ґрунтів: великоуламкових — 0,35—0,6 МПа, крупних і середньої крупності пісків — 0,4—0,5, дрібних пісків — 0,2—0,4, пилюватих — 0,1—0,3 МПа.

На відміну від скельних, великоуламкові і піщані ґрунти є ґрунтами з різними ступенями стисливості. Деформації стиснення в цих ґрунтах залежать у першу чергу від ступеня дисперсності і глинистості. Чим вищі дисперсність і глинистість, тим вища стисливість. Деякі великоуламкові ґрунти практично нестисливі. Взагалі, стисливість великоуламкових і піщаних ґрунтів мала. Осідання фундаментів на цих ґрунтах відбуваються швидко і звичайно закінчуються в період будівництва.

До вказаного необхідно додати також, що зі збільшенням щільності цих ґрунтів міцність підвищується, а стисливість знижується. При взаємодії з водою їх властивості змінюються незначно, за винятком пилюватих пісків, які в цих випадках часто набувають пливунних властивостей. Нормативні значення кутів внутрішнього тертя, зчеплення і модулів деформації великоуламкових і піщаних ґрунтів наведені в табл. 4.5.

Таблиця 4.5. Механічні характеристики великоуламкових і піщаних ґрунтів

Ґрунт	Кут внутрішнього тертя φ°	Зчеплення c , кПа	Модуль деформації E , МПа
<i>Великоуламкові ґрунти</i>			
Валунний (бриловий)	—	—	—
Гальковий (щебенний)	—	—	29—65
Гравійний (дресвяний)	—	—	14—65
<i>Піщані ґрунти</i>			
Піски гравійні, крупні	38—43	1—2	30—50
Пісок середньої крупності	35—40	1—3	30—50
Пісок дрібний	28—38	2—6	18—48
Пісок пилюватий	26—36	2—8	11—39

Інженерно-геологічна характеристика пилювато-глинястих ґрунтів. Це зв'язані ґрунти, в яких між мінеральними частинками діють структурні зв'язки. Вони бувають тиксотропно-коагуляційними і кристалізаційно-конденсаційними (цементаційними). Останні часто утворюються з тиксотропно-коагуляційних під впливом біохімічних і геохімічних процесів. Ці процеси призводять до утворення колоїдних частинок і півок, які при поступовій дегідратації цементують мінеральні частинки. Щодо тиксотропно-коагуляційних зв'язків, то вони притаманні пилювато-глинястим ґрунтам, які перебувають у початковій стадії утворення. Їх утворення пов'язане з переходом суспензії в гелеподібний стан. Міцність структурних зв'язків залежить від ступеня дисперсності цих ґрунтів, мінерального складу, щільності, вологості, складу цементуючої речовини та інших факторів. Міцність структурних зв'язків характеризується зчепленням.

До складу пилювато-глинястих ґрунтів входять у різних співвідношеннях глинясті, пилюваті і піщані частинки. Встановлено, що властивості цих ґрунтів у багатьох випадках визначаються мінеральним складом їх глинястої частини. Важливе значення мають такі глинясті мінерали: каолініт, іліт і монтморилоніт. Мінеральні зерна цих мінералів дуже дрібні ($<0,002$ мм, тонка дисперсія) і мають лускоподібну, або пластинчасту, форму. Все це зумовлює їх велику поверхневу енергію і фізико-хімічну активність при взаємодії з водою. Відомо, що вся вода (або більша її частина) в глинястих ґрунтах перебуває у зв'язному стані.

М. Ф. Вікулова виділяє такі основні типи структур у пилювато-глинястих ґрунтах: глиняста (пелітова), пилювато-глиняста (алевропелітова), піщано-глиняста (псамопелітова) та ін. Структура ґрунту і характер структурних зв'язків впливають на такі властивості цих ґрунтів, як міцність і стисливість. Опір пилювато-глинястих ґрунтів зсуву має дві складові: опір тертю, прямо пропорційний стискуючій напрузі, і зчеплення, яке не залежить від цієї напруги. Із збільшенням вологості опір глинястих ґрун-

тів зсуву (міцність і стійкість) знижується досить значно. Це призводить, зокрема, до втрати загальної стійкості схилів, випинання ґрунту з-під подошви фундаментів та інших явищ.

Пилувато-глинясті ґрунти є стисливими. Їх стисливість коливається в значних межах. Стиснення глинястих ґрунтів під напругою відбувається на протязі певного періоду. Тому осідання фундаментів не закінчується в період будівництва, як у піщаних ґрунтах, а продовжується і в експлуатаційний період, іноді десяти років. До цього слід додати, що для оцінки будівельних властивостей глинястих ґрунтів важливе значення має їх консистенція. Справа в тому, що при різній консистенції вони мають і різну міцність та стисливість. Нормативні значення кутів внутрішнього тертя, зчеплення й модуля деформації глинястих ґрунтів наведені в табл. 4.6.

Таблиця 4.6. Механічні характеристики пилувато-глинястих ґрунтів

Ґрунт	Кут внутрішнього тертя φ°	Зчеплення с, кПа	Модуль деформації E , МПа
Супісок	21—30	3—15	7—75
Суглинок	12—26	12—47	5—75
Глина	7—21	29—81	7—28

Контрольні запитання і завдання для самостійної роботи

1. Якими особливостями будови ґрунтів визначається їх висока пористість?
2. Які основні властивості ґрунтів зумовлює їх пористість?
3. Якими факторами пояснюється велика різноманітність ґрунтів і їх властивостей?
4. Дайте характеристику складових ґрунтів.
5. Перелічіть глинясті мінерали і їх основні властивості.
6. Яких властивостей надає ґрунтам наявність у них глинястих частинок?
7. Яких властивостей надає ґрунтам наявність води?
8. Які властивості ґрунтів визначаються структурою і текстурою?
9. Що характеризує структурні зв'язки в ґрунтах і яка їх природа?
10. Як визначити назву піщаного ґрунту?
11. Які властивості ґрунтів визначаються пластичністю?
12. Що визначають основні характеристики фізичних властивостей ґрунтів?
13. Що визначають похідні характеристики фізичних властивостей ґрунтів?
14. Як встановлюються розрахункові характеристики фізичних властивостей ґрунтів?
15. Що покладено в основу класифікації ґрунтів?
16. Якими особливостями характеризуються скельні ґрунти?
17. Якими особливостями характеризуються великоуламкові і піщані ґрунти?
18. Якими особливостями характеризуються пилувато-глинясті ґрунти?

5. МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

5.1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ЗАКОНІВ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ

У масиві ґрунту постійно існують напруги від власної ваги, які приводять до його деформації. У більшості ґрунтів деформації від власної ваги завершуються задовго до початку будівництва

ва споруди. Додаткові напруги, що виникають від дії споруди, призводять до нових деформацій ґрунтів.

У ґрунтах під час дії зовнішніх навантажень виникають як загальні деформації, властиві всім суцільним тілам, так і деформації, зумовлені взаємними переміщеннями агрегатів ґрунту і його окремих твердих мінеральних частинок. Якщо під час дії зовнішніх навантажень не руйнуються структурні зв'язки, ґрунт деформується як суцільне тіло. Якщо ж структурні зв'язки руйнуються, то деформації, головним чином, зумовлюються взаємним переміщенням окремих частинок ґрунту. Тому крім загальновідомих закономірностей деформування суцільних тіл для ґрунтів використовують окремі закономірності, зумовлені властивостями ґрунтів як дисперсних систем. Так, при розгляді процесу деформування ґрунту необхідно враховувати зміни об'єму пор при стисненні, тобто додатково використовувати закон ущільнення. У ґрунтах, як і в суцільних тілах, при дії нормальних напруг спостерігається бокове розширення, але воно має більш складний характер.

Для визначення характеру зміни форми тіла під дією дотичних напруг використовують закон опору ґрунту зрушенню.

Деформація ґрунту протягом часу залежить від того, як перерозподілятимуться напруги між скелетом ґрунту і поровою водою. Крім того, в багатьох випадках необхідно розраховувати приплив підземних вод до водозабірних споруд, або дренаж, що зумовлює необхідність використання закону фільтрації порової води.

Для деяких, так званих структурно-несталих ґрунтів, структура яких порушується під впливом дії води, динамічних навантажень тощо, необхідно розглядати закономірності порушення структури.

Нижче розглядаються основні закономірності механіки ґрунтів, які разом з рівняннями теоретичної механіки та механіки суцільних тіл дають систему залежностей, з допомогою яких розв'язуються головні задачі механіки ґрунтів. У табл. 5.1 показані основні залежності механіки ґрунтів, розкриті їх фізична суть і практичне використання.

Таблиця 5.1. Основні закономірності механіки ґрунтів

Назва закону	Що характеризує закон	Де використовується закон
Закон ущільнення	Залежність між напругами і деформаціями	Розрахунок осідань споруд
Закон опору зрушенню (Кулона)	Залежність між нормальними напругами і опором зрушенню	Розрахунок міцності і стійкості основ
Закон фільтрації (Дарсі)	Водопроникність ґрунтів	Розрахунок осідання у часі, приплив води до споруд
Закономірності порушення структури	Особливості впливу окремих факторів на руйнування структури	Розрахунок деформацій особливих ґрунтів

5.2. ПОНЯТТЯ ПРО СТИСЛИВІСТЬ ГРУНТІВ, ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК СТИСЛИВОСТІ

При стисканні ґрунтів виникає ряд фізичних процесів, найголовнішими з яких є стискання твердих частинок, стиснення води і газів, що знаходяться у порах ґрунту, зміна товщини плівок зв'язаної води, розчинення газів у поровій воді, взаємне зміщення і руйнування структурних агрегатів.

Деформації твердих частинок скелета ґрунту при звичайних напругах в основах фундаментів незначні і практично миттєво відновлюються після зняття навантаження, тобто вважаються пружними.

Вода і гази, якщо вони не мають вільного виходу на поверхню, також будуть відновлювати деформації після зняття навантаження.

Значні необоротні деформації виникають у ґрунтах навіть при незначних навантаженнях внаслідок взаємного переміщення окремих частинок і агрегатів, яке супроводжується в окремих випадках витисненням води із пор.

У результаті переміщень структурні елементи можуть зайняти нові, більш сталі положення, а об'єм пор зменшиться. У цьому випадку структурні деформації супроводжуються ущільненням ґрунту і його зміцненням.

Можна вважати, що деформації стиснення виникають тільки за рахунок зміни об'єму пор ґрунту.

Основні показники стисливості ґрунтів визначають шляхом їх ущільнення під навантаженням без можливості бічного розширення. При такому завантаженні деформації будуть розвиватися тільки у одному напрямі. Дослідження виконують у жорсткому кільці (одометрі). Схема приладу для компресійних випробувань показана на рис. 5.1. Прилад має перфоровані штампи для вільного виходу води при стисненні. Випробування виконуються шляхом прикладення навантаження ступенями і вимірювання одержаних деформацій. Ступінь навантаження приймається 0,01—0,1 МПа залежно від природного стану ґрунту.

Навантаження на кожному ступені витримуються до стабілізації деформації, після чого прикладається додаткове навантаження. Зростання навантаження приводить до зменшення коефіцієнта пористості ґрунту.

Оскільки зразок ґрунту в кільці не має можливості бічного розширення, зміну його пористості Δn_i під тиском p_i , розподіленим по площі A , знайдемо з виразу

$$\Delta n_i = \Delta h_i A / h A = \Delta h_i / h, \quad (5.1)$$

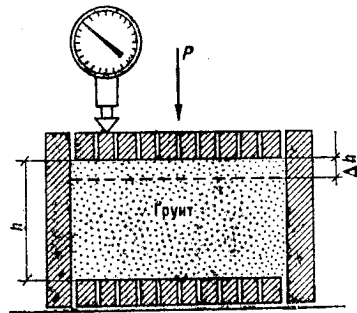


Рис. 5.1. Схема приладу для компресійних випробувань

де h — висота зразка; Δh — деформація від тиску p (див. рис. 5.1).

Об'єм твердих частинок у зразку ґрунту до і після деформації буде незмінним, тому об'єм твердих частинок в одиниці об'єму зразка дорівнюватиме

$$m = 1/(1 + e_0), \quad (5.2)$$

де e_0 — початковий коефіцієнт пористості ґрунту.

Поділивши вираз (5.1) на (5.2), одержимо вираз для визначення зміни коефіцієнта пористості ґрунту під дією тиску p

$$\Delta e = (1 + e_0) \Delta h_i/h. \quad (5.3)$$

Урахувавши Δe_i для e_0 , одержимо остаточні значення коефіцієнта пористості

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \Delta h_i/h. \quad (5.4)$$

За цією формулою можна розрахувати значення коефіцієнта пористості для будь-якого прикладеного тиску. Після одержання значень e_i при різних тисках можна побудувати графічну залежність $e_i = f(p_i)$, що має назву компресійної кривої. Загальний вигляд компресійних кривих показаний на рис. 5.2, а. При зростанні тиску коефіцієнт пористості зменшується (лінія навантаження, або компресії). Якщо навантаження поступово зменшувати, то зразок частково відновить деформацію і коефіцієнт пористості зросте (лінія розвантаження, або декомпресії). Первинна висота зразка після розвантаження не буде повністю відновлена, тому що при декомпресії відновлюються тільки пружні деформації S_{tm} (рис. 5.2, а), а остаточні деформації S_{fn} необоротні.

На рис. 5.2, а можна спостерігати ділянку компресійної кривої, в межах якої залежність між коефіцієнтом пористості і навантаженням близька до лінійної. Межа цієї ділянки відповідає так званій структурній міцності ґрунту p , яка є важливою характеристикою ґрунтів. Значення цієї характеристики можна одержати з компресійної кривої, якщо вести навантаження не-

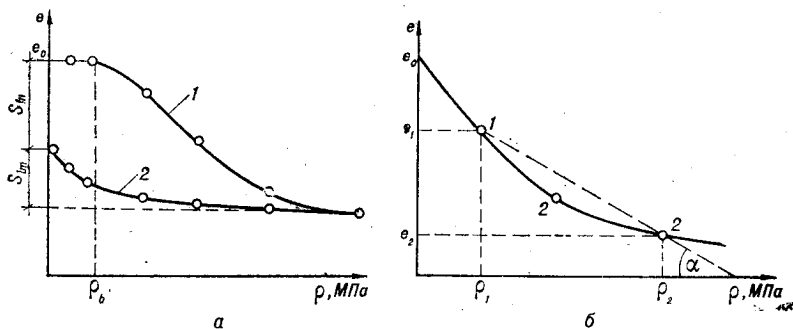


Рис. 5.2. Компресійні криві:

а — загальний вигляд; б — схема для визначення коефіцієнта відносної стисливості; 1 — навантаження; 2 — розвантаження

значними ступенями (0,002—0,01 МПа). Різкий перелом лінії компресії буде відповідати структурній міцності ґрунту.

Якщо обмежитися незначною зміною тиску (0,1—0,3 МПа), що звичайно має місце в основах споруд, то криву можна замінити прямою лінією (рис. 5.2, б). Тангенс кута нахилу відрізка компресійної кривої до осі тисків є кількісною мірою стисливості ґрунту і має назву коефіцієнта стисливості m_0 :

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (5.5)$$

або

$$e_1 - e_2 = m_0 (p_2 - p_1). \quad (5.6)$$

Продиференціювавши рівняння (5.6), одержимо

$$d_e = -m_0 dp. \quad (5.7)$$

Одержане співвідношення має важливе значення в механіці ґрунтів і є основою таких фундаментальних положень, як принцип лінійної деформованості та консолідація ґрунту.

Рівняння (5.7) відображає закон ущільнення, який формулюється так: *нескінченно мала зміна об'єму пор ґрунту прямо пропорційна нескінченно малій зміні тиску.*

При розрахунках осідань ґрунтів часто використовують так званий коефіцієнт відносного ущільнення

$$m_v = m_0 / (1 + e). \quad (5.8)$$

Одержані показники m_0 , m_v відповідають стисненню ґрунтів без можливості бічного розширення. Насправді ґрунт основи має можливість для горизонтального переміщення та випирання.

Для врахування цієї невідповідності використовують компресійний модуль деформації

$$E = \beta / m_v, \quad (5.9)$$

де β — коефіцієнт, що враховує бічне розширення і залежить від виду ґрунту.

Для звичайних ґрунтів $E = 5 \dots 50$ МПа.

5.3. ПОНЯТТЯ ПРО ОПІР ҐРУНТІВ ЗРУШЕННЮ. ТЕРТЯ І ЗЧЕПЛЕННЯ В ҐРУНТАХ

Під дією зовнішнього навантаження в окремих точках масиву ґрунту зовнішні напруги можуть перевищити внутрішні зв'язки між частинками, внаслідок чого виникнуть зрушення одних агрегатів відносно других і порушиться суцільність ґрунту, тобто буде вичерпана його міцність.

У сипучих тілах опір зрушенню буде залежати від сил тертя між частинками, у зв'язних ґрунтах, окрім тертя, будуть чинити опір сили внутрішнього зчеплення між водно-колоїдними оболонками, які оточують частинки.

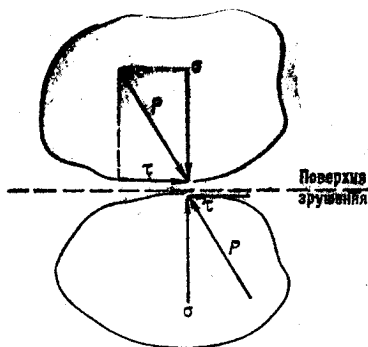


Рис. 5.3. Зрушуючі і утримуючі сили на контакті ґрунтових частинок;

Характерними проявами зрушень є сповзання укосів ґрунту під дією власної ваги або зовнішніх навантажень та випирання ґрунту з-під фундаментів.

У процесі зрушення виникають взаємні зміщення частинок ґрунту. Вони можливі тоді, коли дотичні напруги перевищують сили, які утримують між собою частинки ґрунту у точках контакту (рис. 5.3).

Під силами зчеплення треба розуміти опір структурних зв'язків усякому переміщенню частинок, які вони зв'язують, незалежно від зовнішнього тиску.

Якщо навантаження будуть перевищувати міцність жорстких структурних зв'язків у точках контакту мінеральних частинок і по поверхням оболонок зв'язаної води, зрушенню будуть чинити опір водно-колоїдні зв'язки. Розмежувати опір зрушенню окремо на опори тертя і зчеплення неможливо, тому що вони діють у глинястих ґрунтах одночасно.

У незв'язних піщаних і пухких зв'язних ґрунтах опір зрушенню зростає по мірі деформування поступово в зв'язку з поступовим більш щільним притисненням частинок і структурних агрегатів один до одного в початковій стадії зрушення, а також зростанням числа контактів між ними. При цьому до перевищення сил зчеплення ґрунт ущільнюється, а після зрушення — розпушується.

Показники опору ґрунту зрушенню — це головні показники міцності ґрунту. Їх особливістю є те, що вони не постійні, залежать від тиску і умов контакту між частинками ґрунту.

5.4. ЗАКОН КУЛОНА. ГРАНИЧНИЙ ОПІР ЗРУШЕННЮ ПІЩАНИХ ТА ЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ

Граничний опір зрушенню визначають шляхом випробування на приладах (рис. 5.4). Зразок ґрунту вміщують у прилад, одна половина якого залишається нерухомою, а друга може переміщуватися під дією прикладеного горизонтального навантаження T . Для виявлення залежності між опором зрушенню τ і вертикальною напругою σ дослід проводять при декількох вертикальних напругах, які на протязі одного випробування залишаються постійними:

$$\sigma = p/A, \quad (5.10)$$

де A — площа зразка; p — вертикальна сила, прикладена до зразка.

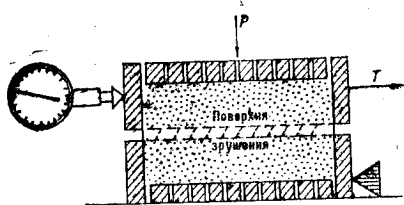


Рис. 5.4. Схема приладу для випробування на зрушення

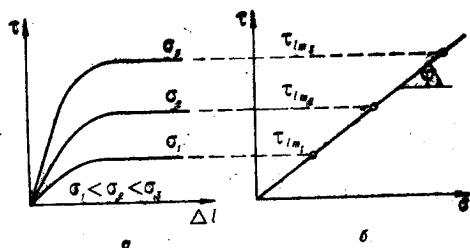


Рис. 5.5. Графіки опору зрушенню сипучих ґрунтів:

а — переміжень при зрушенні; б — граничного опору при зрушенні

Навантаження T прикладають ступенями, поки не відбудеться зрушення. Після випробувань будують графік у координатах: опір зрушенню τ — горизонтальна деформація зразка (рис. 5.5, а). Цей графік дозволяє визначити граничний опір зрушенню τ і побудувати другий — у координатах: граничний опір зрушенню τ_{lm} — вертикальна напруга σ (рис. 5.5, б).

Опір зрушенню визначають з виразу

$$\tau = T/A. \quad (5.11)$$

Як показують результати досліджень для сипучих ґрунтів, у межах звичайних тисків залежність між опором зрушенню τ і вертикальною напругою σ можна прийняти лінійною з початку координат

$$\tau = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.12)$$

де $\operatorname{tg} \varphi$ — коефіцієнт внутрішнього тертя; φ — кут внутрішнього тертя ґрунту.

Залежність (5.12) була запропонована ще у 1773 р. французьким ученим Ш. Кулоном. Ця залежність є законом опору зрушенню сипучих ґрунтів, який формулюється так: *граничний опір сипучих ґрунтів зрушенню прямо пропорційний зовнішньому нормальному тискові.*

Для дослідження глинястих ґрунтів виконують декілька випробувань при різних вертикальних напругах σ (рис. 5.6). Незважаючи на те що залежність $\tau_{lm} = f(\sigma)$ на деякій ділянці σ_0 нелінійна, без особливих неточностей вважають цю залежність лінійною:

$$\tau = \operatorname{tg} \varphi \sigma_i + c, \quad (5.13)$$

де c — питоме зчеплення ґрунту.

Рівняння (5.13) є законом Кулона для зв'язних

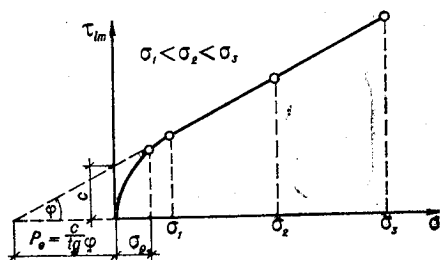


Рис. 5.6. Графік опору зрушенню зв'язного ґрунту

грунтів: *граничний опір зрушенню при завершеній консолідації — функція першого ступеня від нормальної напруги.*

Якщо лінію залежності $\tau_{lm} = f(\sigma)$ довести до перетину з оссю абсцис, одержимо величину p_e , яку часто називають *фіктивним тиском зв'язності*. Використовуючи цей тиск, параметр зчеплення можна записати у вигляді

$$c = p_e \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.14)$$

звідки

$$p_e = c / \operatorname{tg} \varphi = c \operatorname{ctg} \varphi. \quad (5.15)$$

5.5. ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ ГРУНТІВ

Випробування ґрунтів розглянутим вище методом одноплщинного зрушення не відповідає складному напруженому стану ґрунтів при дії зовнішніх навантажень, тому останнім часом для визначення характеристик міцності використовують випробування на трьохосьове стиснення. Схема приладу на трьохосьове стиснення (стабілометра) показана на рис. 5.7, а. Циліндричний зразок ґрунту в гумовій оболонці вміщують у камеру приладу, де протягом усього досліді підтримують бічні напруги

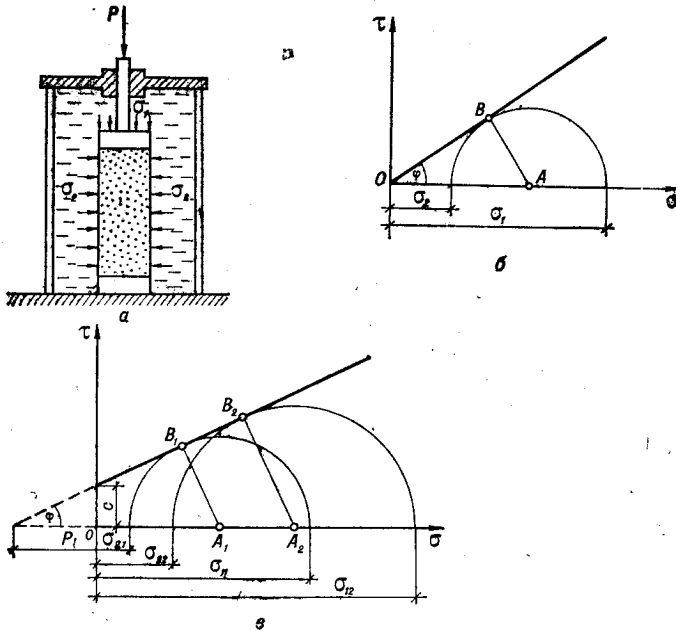


Рис. 5.7. Схема визначення характеристик міцності в стабілометрі:

а — схема приладу; б — кола Мора для силучих ґрунтів в — кола Мора для зв'язних ґрунтів

$\sigma_2 = \sigma_3$ з допомогою тиску від рідини. Вертикальна напруга на зразок передається ступенями до повного руйнування останнього або до значного його розширення.

За результатами випробувань визначають відносну деформацію зразка

$$\epsilon_z = \Delta h_i / h_0, \quad (5.16)$$

де Δh_i — вертикальна деформація для першого ступеня навантаження; h_0 — початкова висота зразка.

У процесі досліду площу поперечного перерізу зразка визначають за формулою

$$A_i = A_0 / (1 - \epsilon_z), \quad (5.17)$$

де A_0 — початкова площа поперечного перерізу зразка; A_i — площа поперечного перерізу зразка після першого ступеня навантаження.

Величину бічних стискуючих напруг q (девіатор напруг) визначають з виразу

$$q = P_i / A_i, \quad (5.18)$$

де P_i — загальна величина першого ступеня навантаження.

Потім будують графік залежності відносної деформації ϵ_{zi} від девіатора напруг q_i (рис. 5.8). Графік має лінійну OA і нелінійну AB ділянки з координатами межі пропорційності q_{gp} , ϵ_{zgp} .

Особливістю випробувань на трьохосьове стиснення є можливість одночасного визначення характеристик стисливості і міцності.

Модуль деформації визначають для довільної точки в межах ділянки пропорційності OA (рис. 5.8).

$$E = q_{gp.i} / \epsilon_{zgp.i}. \quad (5.19)$$

За графіком рис. 5.8 визначають граничне значення девіатора напруг q_{lm} і найбільшу головну напругу σ_1 для даного досліду

$$\sigma_1 = q_{lm} + \sigma_2. \quad (5.20)$$

Для визначення характеристик міцності сипучих ґрунтів достатньо виконати одне випробування і побудувати коло Мора, діаметр якого дорівнює $\sigma_1 - \sigma_2$. Дотична до кола Мора OB , проведена через початок координат, визначить кут внутрішнього тертя φ (рис. 5.7, б).

Аналітичний вираз для цього випадку має вигляд

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}. \quad (5.21)$$

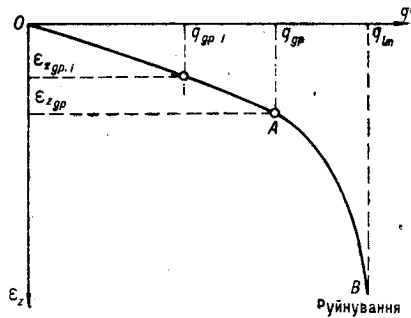


Рис. 5.8. Залежність девіатора напруг q від відносних деформацій ϵ_z

Для глинястих ґрунтів виконується два випробування при різних значеннях $\sigma_2 - \sigma_{21}$ та σ_{22} . У результаті одержують відповідно значення найбільших головних напруг σ_{11} та σ_{12} ($\sigma_{21} < \sigma_{22}$; $\sigma_{11} < \sigma_{12}$). Потім будують два кола Мора (рис. 5.7, в), дотична до яких і визначає кут внутрішнього тертя φ та питоме зчеплення ґрунту c . З рис. 5.7, в можна побачити, що у цьому випадку, як і при одноплщинному зрушенні, існує фіктивний тиск зв'язності, $P_e = c \operatorname{ctg} \varphi$.

Аналітичні вирази для визначення φ і c мають вигляд

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_{12} - \sigma_{22}) - (\sigma_{11} - \sigma_{21})}{(\sigma_{12} + \sigma_{22}) - (\sigma_{11} + \sigma_{21})}; \quad (5.22)$$

$$c = \frac{\sigma_{12} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - \sigma_{22}}{2 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)}. \quad (5.23)$$

Механічні властивості ґрунту останнім часом широко вивчаються з допомогою таких швидкісних методів, як penetрація та обертальний зріз.

Розвитку швидкісних методів досліджень сприяли роботи П. А. Ребіндера, М. А. Цитовича, В. Г. Березанцева. Великий внесок у розвиток швидкісних методів досліджень вніс В. Ф. Разорьонов, у роботах якого детально розглянуто питання теорії і практики penetраційних випробувань, обертального зрізу та інших швидкісних методів.

Метод penetрації оснований на повільному зануренні в ґрунт конічного наконечника на глибину h , що не повинна перевищувати висоту конуса $h_{\text{кон}}$.

При проведенні penetраційних досліджень у лабораторних умовах навантаження звичайно передають ступенями і вимірюють глибину занурення наконечника. Тривалість ступенів приймається однаковою (звичайно 1—2 хв). У польових умовах виконують занурення конуса і вимірювання зусилля, яке для цього необхідне, через певної довжини відрізки по глибині.

Узагальнені показники результатів penetраційних досліджень одержані В. Ф. Разорьоновим на основі рішень осесиметричної задачі теорії граничної рівноваги.

Для зв'язаних ґрунтів цим показником є відношення зусилля penetрації P до квадрата глибини занурення конуса і має назву питомого опору penetрації R , МПа.

Для незв'язних ґрунтів використовують так званий показник penetрації U , н/см³, який дорівнює відношенню зусилля penetрації до куба глибини занурення конуса.

На рис. 5.9 показані графіки penetраційних випробувань ґрунтів. У координатах: зусилля penetрації P — квадрат глибини занурення наконечника h^2 (рис. 5.9, а), питомий опір penetрації визначають як тангенс кута осереднюючих прямих до осі координат і розраховують за формулою

$$R = \frac{P \pm P_0}{h^2}. \quad (5.24)$$

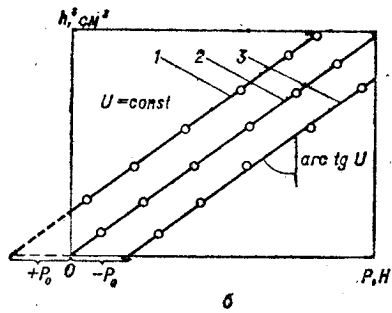
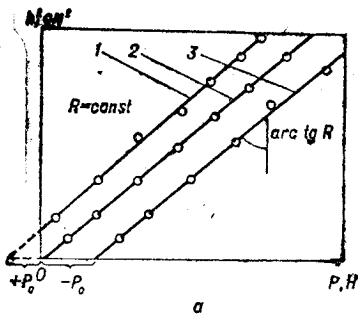


Рис. 5.9. Графіки penetраційних випробувань:
 а — зв'язних ґрунтів; б — силучих ґрунтів

Показник penetрації визначають з виразу

$$U = \frac{P \pm P_0}{h^3}. \quad (5.25)$$

Знак у виразах (5.24), (5.25) приймається відповідно до рис. 5.9, з якого видно, що, незважаючи на відмінність у розташуванні експериментальних точок, у результаті випробувань одержуємо паралельні прямі 1, 2, 3, для яких питомий опір penetрації R (або показник penetрації U) постійний. Проведення кількох паралельних випробувань дозволяє контролювати достовірність визначення показників.

Головною перевагою методики penetраційних досліджень однорідних ґрунтів є умова інваріантності одержаних результатів, тобто повна незалежність від діючого зусилля і відповідної глибини занурення конуса, а з урахуванням констант використання наконечників — незалежність від кута їх розкриття. У цьому випадку результати випробувань не залежать від засобу реєстрації опору penetрації і конструктивних особливостей використаних пенетрометрів.

Метод penetраційних досліджень рекомендується використовувати у таких випадках:

для кількісної оцінки зміни стану і механічних властивостей різноманітних ґрунтів при будь-яких видах зовнішнього впливу на ґрунт (зволоженні, висиханні, замерзанні, відтавання, ущільненні тощо). Ефект впливу визначається відношенням значень питомих опорів penetрації R/R_0 (або показників penetрації U_1/U_0), одержаних до початку і в кінці впливу;

для контролю результатів механічних випробувань ґрунтів, виконаних традиційними методами;

для виявлення взаємозв'язку між показниками фізичного стану і характеристиками міцності.

Про великі перспективи цього методу свідчить його використання у космічних дослідженнях.

Метод обертаючого зрізу складається з повільного занурення в ґрунт наконечників з двома перпендикулярними відкривка-

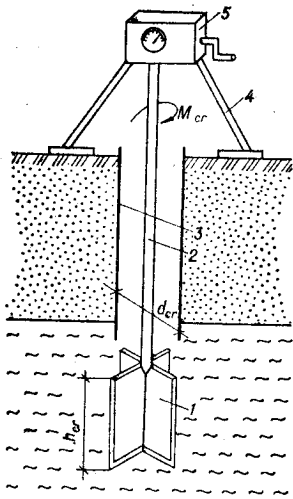
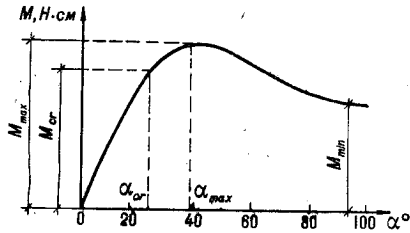


Рис. 5.10. Схема випробувань обер-тальним зрізом:

1 — крильчатка; 2 — штанга; 3 — обсадні труби; 4 — станина; 5 — вимірювальний пристрій з приводом для обертання крильчатки

Рис. 5.11. Графік змін обертаючого моменту залежно від кута повороту крильчатки



ми і вимірюванні обертаючого моменту при повороті крильчатки. Схема досліджень показана на рис. 5.10.

За результатами вимірювань будують графік $M=f(\alpha)$ (рис. 5.11). За графіком знаходять: обертаючий момент M_{cr} та кут α_{cr} , які відповідають межі пропорційних деформацій; обертаючий момент M_{max} та кут α_{tm} , які відповідають стану зрізу ґрунту, та обертальний момент M_{min} , який відповідає стану швидкого обертання (з кутовою швидкістю $0,5^\circ/\text{с}$) зрізаної частини ґрунту в масиві. До моменту зрізу обертання виконується з швидкістю не більше $0,2$ град/с.

Для польових досліджень переважно застосовують прилади з крильчаткою, в лабораторії найчастіше використовують пенетрометр ЛП-1 з приставкою для обертаючого зрізу або прилад ЛПС-1 для сумісних випробувань конструкції В. Ф. Разорьонова і П. І. Ейслера.

Питомий опір обертаючому зрізу τ визначається відношенням максимального моменту, який спричинює зріз, до статичного моменту поверхні зрізу

$$\tau = M_{max}/K_{\tau}, \quad (5.26)$$

де K_{τ} — константа крильчатого наконечника, що визначається з формули

$$K_{\tau} = \frac{\pi d_{cr}^2}{2} \left(\frac{d_{cr}}{6} + h_{cr} \right), \quad (5.27)$$

де h_{cr} і d_{cr} — відповідно висота і діаметр відкритка.

При зануренні наконечника в ґрунт тільки на висоту крилок обертаючий зріз виконують по циліндричній і одній круговій поверхні. Для цього випадку

$$\tau_{tm} = \frac{2 M_{max}}{\pi d_{cr}^2 h_{cr} \left(1 + \frac{d_{cr}}{6 h_{cr}} \right)}. \quad (5.28)$$

Якщо крильчатка занурена глибше, то враховують зріз ґрунту зверху циліндра і формула набирає вигляду

$$\tau_{tm} = \frac{2 M_{\max}}{\pi d_{cr}^2 h_{cr} \left(1 + \frac{d_{cr}}{3 h_{cr}}\right)}. \quad (5.29)$$

Для слабких глинястих ґрунтів і мулів, де величина кута внутрішнього тертя незначна, звичайно граничний опір зрушенню дорівнює питомому зчепленню $\tau_{tm} = c$.

Модуль деформації можна визначити за формулою Г. К. Бондарика

$$E = 3 \omega (1 - \nu^2) \frac{M_{cr} - \tau_{cr} d_{cr} l_{cr} (2 h_{cr} + 0,5 d_{cr})}{d_{cr}^2 h_{cr} l} \sqrt{\frac{d_{cr} h_{cr}}{2}}, \quad (5.30)$$

де ω — коефіцієнт, що залежить від співвідношення висоти крильчатки і її діаметра (при $h_{cr} = 2d_{cr}$ $\omega = 0,85$); ν — коефіцієнт Пуассона (для глини $\nu = 0,4$); M_{cr} — момент, що відповідає межі пропорційності (рис. 5.11); τ_{cr} — опір зрізу ґрунту; l — переміщення лопаті відкрilка $l = \alpha_{cr} d_{cr} / 2$.

Відношення опору зрізу ґрунту непорушеної структури τ_{\max} до опору зрізу ґрунту, перем'ятого лопатями крильчатки τ_{\min} , називають *коефіцієнтом структурності*. Величину, обернену до цього коефіцієнта, називають *показником структурної міцності* L :

$$L = \tau_{\min} / \tau_{\max}. \quad (5.31)$$

Значення τ_{\min} і τ_{\max} визначають за формулами (5.28), (5.29), підставивши відповідно M_{\min} та M_{\max} з графіка на рис. 5.11.

За показником міцності розрізняють чотири групи ґрунтів:

Міцність структурних зв'язків

1. $L=1$	Відсутня
2. $1 > L > 0,5$	Низька
3. $0,5 > L > 0,2$	Середня
4. $0,2 > L > 0$	Висока

Визначення будь-якої характеристики ґрунту за одним зразком дає тільки окреме значення, тому необхідно її визначати багаторазово, виконуючи статистичну обробку результатів.

За даними окремих визначень розраховують нормативне значення A^N як середньоарифметичну величину:

$$A^N = 1/n \sum_1^n A_i, \quad (5.32)$$

де n — число експериментів; A_i — окреме значення характеристики.

Розрахункові характеристики визначають за формулою

$$A^P = A^N / K_s, \quad (5.33)$$

де K_s — коефіцієнт безпеки по ґрунту ($K_s \geq 1$).

Розрахункові значення фізичних характеристик та характеристик стисливості звичайно використовують з коефіцієнтом $K_s=1$; для питомої ваги ґрунту γ коефіцієнт безпеки беруть більше одиниці залежно від кількості і якості експериментів.

Для визначення нормативних значень характеристик міцності використовують метод найменших квадратів:

$$c^N = \frac{1}{\Delta} \left(\sum_1^n \tau_i \sum_1^n \rho_i^2 - \sum_1^n \rho_i \sum_1^n \tau_i \rho_i \right); \quad (5.34)$$

$$\operatorname{tg} \varphi^N = \frac{1}{\Delta} \left(n \sum_1^n \tau_i \rho_i - \sum_1^n \tau_i \sum_1^n \rho_i \right), \quad (5.35)$$

де τ_i — дотична напруга при тиску ρ_i ; Δ — загальний знаменник, який визначають з виразу

$$\Delta = n \sum_1^n \rho_i^2 - \left(\sum_1^n \rho_i \right)^2. \quad (5.36)$$

Середні квадратичні відхилення визначають за формулами

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_1^n \left(\rho_i \operatorname{tg} \varphi^N + c^N - \tau_i \right)^2}, \quad (5.37)$$

$$\sigma_c = \sigma_\tau \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_1^n \rho_i^2}; \quad (5.38)$$

$$\sigma_{\operatorname{tg} \varphi} = \sigma_\tau \sqrt{n/\Delta}, \quad (5.39)$$

де σ_τ , σ_c , $\sigma_{\operatorname{tg} \varphi}$ — відповідно середні квадратичні відхилення відповідно для опору зрушенню, питомого зчеплення і тангенса кута внутрішнього тертя.

Коефіцієнт варіації розраховують за формулою

$$v_i = \sigma_i / A_i^N. \quad (5.40)$$

Показник точності оцінки середнього значення характеристики ґрунту визначають з виразу

$$\rho_i = t_{\alpha_i} v_i, \quad (5.41)$$

Таблиця 5.2. Коефіцієнти t_α для визначення показника точності оцінки середнього значення характеристик ґрунту

Число ступенів свободи	t_α Для односторонньої надійної ймовірності		Число ступенів свободи	t_α Для односторонньої надійної ймовірності	
	0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	7	1,12	1,9
3	1,25	2,35	8	1,11	1,86
4	1,19	2,13	9	1,1	1,83
5	1,16	2,01	10	1,1	1,81
6	1,13	1,94			

де t_{α} — коефіцієнт, що визначається з табл. 5.2 залежно від заданої надійної ймовірності α , яку для розрахунку основ за не-сучою здатністю приймають $\alpha=0,95$, а для розрахунків за де-формаціями $\alpha=0,85$ і при числі ступенів свободи $n-2$.

Коефіцієнт безпеки по ґрунту K_r визначають за формулою

$$K_r = 1/(1 - \rho_i), \quad (5.42)$$

де ρ_i — показник точності, розрахований за формулою (5.41).

Знаючи нормативні значення φ^N та c^N та коефіцієнти безпеки по ґрунту, за формулою (5.33) знаходять розрахункові значення характеристик міцності.

Контрольні запитання і завдання для самостійної роботи

1. Назвіть основні закономірності механіки ґрунтів і розкажіть, де їх використовують.
2. Яка головна причина стисливості ґрунтів при дії зовнішніх навантажень?
3. Зобразіть схему одометра.
4. Який вигляд мають криві компресії та декомпресії?
5. Що таке структурна міцність ґрунту?
6. Назвіть показники стисливості ґрунтів.
7. Сформулюйте закон ущільнення.
8. Які сили чинять опір зрушенню в ґрунтах?
9. Сформулюйте закон зрушення (Кулона).
10. Який вигляд мають графіки зрушення для піщаних і глинястих ґрунтів?
11. Покажіть схему приладу для одноплощинного зрушення.
12. Як переваги має метод трьохосового стиснення?
13. Як визначаються характеристики міцності методом трьохосового стиснення?
14. У чому полягає пенетраційний метод і які він має переваги?
15. Як виконується обертаючий зріз ґрунту?
16. Як класифікуються ґрунти за міцністю структурних зв'язків?
17. Що таке нормативні і розрахункові характеристики ґрунту?
18. Як розраховують характеристики ґрунтів з допомогою методу найменших квадратів?

6. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

6.1. ПРИЗНАЧЕННЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Одержання вихідних даних для розробки проектів будівель і споруд та їх будівництва вимагає комплексного вивчення природних умов на місці будівництва. З цією метою і проводяться інженерно-геодезичні, інженерно-гідрометеорологічні і інженерно-геологічні дослідження. Перші два види досліджень мають допоміжний щодо інженерно-геологічних досліджень характер. Інженерно-геодезичні дослідження повинні забезпечити одержання топографічної основи (марту в горизонталях) з побудованими геодезичними мережами для ділянки, на якій проводяться інженерно-геологічні дослідження. Інженерно-гідрометеорологічні дослідження повинні дати відомості про річкову або морську гідрологію, а також про кліматологію.

У ході інженерно-геологічних досліджень повинні бути виявлені з необхідною повнотою: геологічна будова ділянки, гідргеологічні умови, фізико-механічні властивості ґрунтів, інженерно-геологічні процеси і явища, можливі зміни інженерно-геологічних умов після спорудження будівель і споруд. Крім того, повинні бути зроблені висновки і подані обґрунтовані рекомендації.

Геологічну будову ґрунту для основних видів будівництва з'ясовують на глибину активної зони фундаментів або на глибину, в межах якої можливі зміни властивостей ґрунтів (наприклад, при замочуванні), але не більше 25—30 м. Винятком є гідротехнічне будівництво, де геологічну будову вивчають на значно більшу глибину, іноді до кількох сот метрів. При вивченні геологічної будови ділянки встановлюють склад ґрунтів і особливості їх залягання: товщину шарів, чергування по глибині, характер залягання (горизонтальне, похиле).

Розчленування товщі на окремі шари ґрунтів проводиться за їх класифікаційними ознаками. Однак таке розчленування ще не дає можливості виділити однорідні в якісному відношенні інженерно-геологічні елементи (шар, частину шару), оскільки при цьому не враховується фізичний стан ґрунтів. Для виділення вказаних елементів необхідно враховувати: в скельних ґрунтах — ступінь вивітрюваності, тріщинуватості, міцність; в піщаних ґрунтах — щільність; у глинчастих ґрунтах — вологість, консистенцію. Тільки в такому випадку ґрунти в межах виділених інженерно-геологічних елементів будуть мати приблизно однакові фізико-механічні властивості.

Геологічна будова ділянок і майданчиків будівництва різноманітна. Проте найчастіше зустрічаються товщі, схеми яких показані на рис. 6.1. Товща 1 (першого виду) характеризується заляганням у поверхні шару ґрунту значної товщини. Товща 2 (другого виду) має шарувату будову. Шари ґрунтів невеликої товщини залягають горизонтально. Товща 3 (третього виду) також має шарувату будову, але шари виклинюються в межах майданчику.

Товщі першого і другого видів придатні для зведення будівель і споруд, тому що осідання фундаментів у цих випадках будуть рівномірними. Але при наявності в цих товщах сильностисливих ґрунтів можливі надмірні за абсолютною величиною осідання, які порушують нормальну експлуатацію будівель і споруд. Товща третього виду малоприсадибна для будівництва в тому відношенні, що при заляганні в межах будівлі різних за стисливістю ґрунтів можливі різні за величиною осідання фундаментів. Це може призвести до різних порушень у надфундаментних конструкціях. Наприклад, недопустимий крен високих будівель і споруд.

Гідрогеологічні умови визначаються особливостями залягання підземних вод. Перш за все виявляють розташування водоносного шару і встановлюють вид підземних вод. У більшості випадків мають справу з ґрунтовими водами. Дуже важливо визначити глибину їх залягання, коливання рівня води протягом року або ряду років, напрям руху, водопроникність ґрунту водоносного шару.

Фізико-механічні властивості ґрунтів, товщ, які складають основи, визначають як у лабораторіях, так і в польових умовах. Визначають класифікаційні, основні фізичні, похідні характеристики, характеристики стану, стисливості і міцності.

Такі інженерно-геологічні процеси і явища, як зсуви, морозне здимання, карст та інші, на ділянках будівництва виявляють й вивчають. Встановлюють їх поширення, інтенсивність розвитку і виявляють можливий вплив на будівлі і споруди.

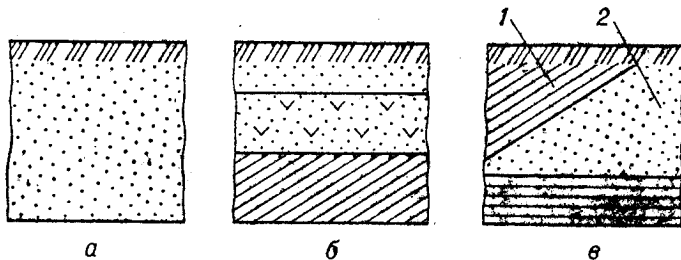


Рис. 6.1. Схеми типових товщ ґрунтів:

а — потужний однорідний шар; б — шарувата; в — косощарувата; 1 — суглинок; 2 — пісок

Особливу увагу приділяють вивченню питання про вплив будівель і споруд, що зводяться, на природні умови ділянки будівництва. Відомо, що мостиння й забудова перешкоджають випаровуванню ґрунтової води, а витікання води з систем каналізації спричинює підвищення рівня ґрунтових вод. Це може зумовити осідання в лесових ґрунтах. Підпір фундаментами ґрунтових вод може стати причиною затоплення підвальних приміщень і каналів підземних комунікацій. При промерзанні основ будівлі холодильника може статися морозне здимання ґрунту.

Висновки містять загальну інженерно-геологічну оцінку ділянки (майданчика) будівництва. Рекомендації даються на період проектування, будівництва й експлуатації. Рекомендації на період проектування стосуються вибору несучого шару, глибини закладання фундаментів, вказівок про можливі величини осідання фундаментів тощо. Рекомендації на період будівництва стосуються вибору доцільних для даної ділянки методів проведення будівельних робіт, які виключають погіршення властивостей ґрунтів основи. Наприклад, може бути рекомендована відривка котлована і закладення фундаменту під захистом водозниження. Рекомендації на період експлуатації можуть містити вимоги про неприпустимість установа устаткування й обладнання, яке створює ударні і вібраційні навантаження значної сили і т. ін.

До вказаного необхідно додати, що однакові інженерно-геологічні умови по-різному впливають на будівлі і споруди з різним конструктивним виконанням. Це означає, що інженерно-геологічні дослідження треба проводити з урахуванням призначення й конструктивних особливостей будівель і споруд, які проектуються. І якщо інженерно-геологічні умови на вибраній ділянці відомі, то слід застосовувати конструктивні схеми, які відповідають даним інженерно-геологічним умовам. Наприклад, при наявності сильно-стисливих ґрунтів треба вибирати конструктивні схеми, маловідчутні до нерівномірних осідань.

Внаслідок інженерно-геологічних досліджень одержують необхідні дані для розрахунку основ і фундаментів, правильного розміщення будівель і споруд на ділянці і вибору їхньої конструктивної схеми.

6.2. ПРОХОДЖЕННЯ РОЗВІДУВАЛЬНИХ ВИРОБОК І ВІБІР З НИХ ЗРАЗКІВ ҐРУНТІВ

Під час проведення інженерно-геологічних досліджень доводиться розкривати шари ґрунтів, які залягають на глибині. Для цього використовують розвідувальні виробки. Розвідувальні виробки звичайно не виключають використання і природних оголень там, де вони є.

Розвідувальні виробки проходять з метою вивчення геологічної будови і гідрогеологічних умов ділянки будівництва. Їх використовують і для відбору зразків ґрунтів, необхідних для лабораторних випробувань. Деякі виробки використовують під час польових випробувань ґрунтів, наприклад під час випробування ґрунтів статичними навантаженнями.

Усі розвідувальні виробки діляться на гірські виробки і свердловини. До *гірських виробок* відносять закопушки, розчистки, канави, штовльні і шурфи. Закопушки і розчистки застосовують для оголення ґрунтів, які залягають на глибині до 1,5 м під тонким шаром ґрунту делювіальних відкладів або осипів. Канави — це виробки глибиною до 3 м. Вони призначені для відкриття крутонадаючих шарів ґрунтів. Штовльні — це горизонтальні виробки. Їх проходять в товщах ґрунтів зі складною геологічною будовою, найчастіше на схилах. Проходку штовлень здійснюють шляхом кріплення.

Шурфи — це вертикальні виробки прямокутного або круглого перерізу. Круглі в плані шурфи називаються дудками. Гранична глибина проходки шурфів — 25 м. У більшості випадків шурфи риють на глибину до 5 м найчастіше в піщаних і глинястих ґрунтах. Розміри в плані прямокутних шурфів призначаються від $1,0 \times (1,2 \dots 1,5)$ до $1,5 \times (1,5 \dots 2,5)$ м. Дудки мають діаметри від 0,65 до 0,9 м із збільшенням у деяких випадках до 1,2 м. Ці розміри залежать від глибини і способу проходки. У шурфах розрізняють: гирло (верхня частина), стінки і забій (дно). До позитивних якостей шур-

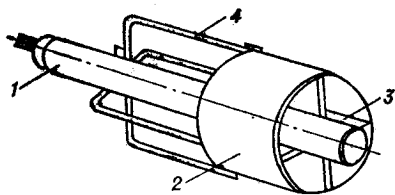


Рис. 6.2. Ударний стакан для проходки «дудок»:

1 — центральна труба; 2 — корпус; 3 — ножі; 4 — напрямна

копачів), установок ударно-канатного (рис. 6.2). З допомогою цих машин дудки проходять на глибину до 30 м діаметром 0,8 або 1,2 м. У шурфах з прямокутним перерізом глибиною понад 3 м влаштовують кріплення стінок. Дудки проходять без кріплення, але їх застосовують у стійких грунтах, твердих глинах, лесах і лесовидних суглинках та ін. У процесі відривання шурфу ведуть польовий журнал, який є важливим початковим документом інженерно-геологічних досліджень. У ньому зазначаються відомості про місце розташування шурфу і його параметри (розміри в плані, абсолютна позначка гирла, глибина), пройдені ґрунти і підземні води, глибину відбору зразків ґрунту і проб води. Крім того, додають зарисовку стінок шурфу (по двох суміжних стінках).

Свердловини — це вертикальні виробки, які проходять бурінням. У них, як і в шурфах, виділяють гирло, стінки й забій. Розвідувальні свердловини найчастіше проходять ударно-канатним бурінням, з допомогою бурових установок різної конструкції. У практиці розвідувальних робіт широко застосовують установку УГБ-50М, змонтовану на базі автомобіля ГАЗ-66 (рис. 6.3). Цю установку використовують також для шнекового і колонкового буріння.

При ударно-канатному бурінні застосовують такі бурові інструменти: забивний стакан, желонку, долото, обсадну трубу (рис. 6.4). **Забивний стакан** призначений для проходки глинястих ґрунтів і ненасичених водою пісків. Забивний стакан з допомогою конічної різьби з'єднують з ударними

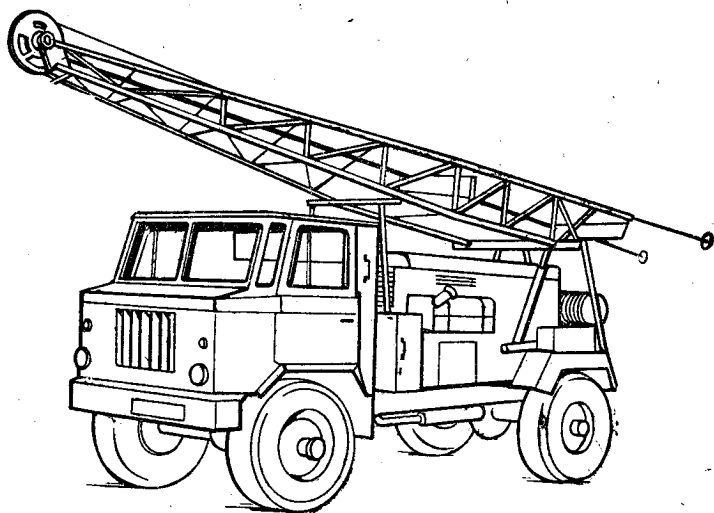


Рис. 6.3. Загальний вигляд установки УГБ-50 М

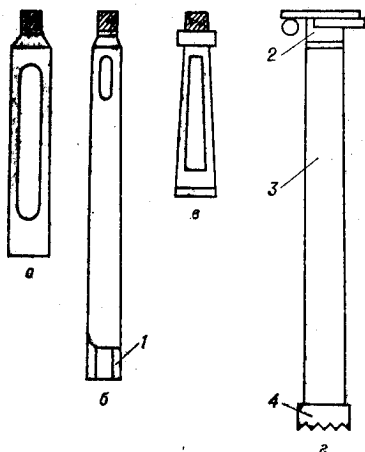


Рис. 6.4. Інструмент для канатно-ударного буріння:

а — забивний стакан; б — желонка; в — долото; 2 — обсадна труба; 1 — клапан; 2 — цаголовник; 3 — ланка обсадної труби; 4 — фреза

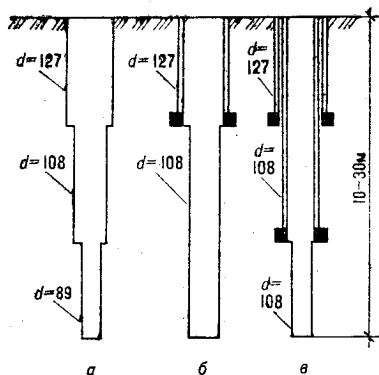


Рис. 6.5. Розрізи бурових свердловин, влаштованих різними способами:

а — без закріплення; б, в — з закріпленням

штангами, важкими сталевими циліндрами і скидають на забій свердловини з висоти 3—8 м. При ударі забивний стакан вирізає стовпчик ґрунту висотою 10—25 см, який надходить у порожнину стакана. При ключочому способі проходки після підняття стакану його звільняють від ґрунту з допомогою ломів, лопат тощо. При забивному способі стакан занурюють у ґрунт серією ударів ударним патроном установки.

Желонка застосовується при проходці насичених водою пісків і розріджених глинястих ґрунтів. При бурінні желонкою її піднімають над забоем на 2—3 м і скидають. Від удару пульпа (розріджений ґрунт) надходить до порожнини желонки. При наступних ударах пульпа заповнює желонку. Пульпа в желонці утримується клапаном. Підняту на поверхню желонку перекидають і звільняють від пульпи.

Долото потрібне для проходки скельних і великоуламкових ґрунтів. У цьому випадку ґрунт у забої руйнують ударами долота, приєднаного до ударних штанг. Скупчений у забої зруйнований матеріал (шлам) збирають желонкою. Для цього у свердловину попередньо заливають 2—3 відра води.

Для кріплення стінок застосовують обсадні труби відповідного діаметра. Буровий інструмент повинен вільно проходити в середину їх. Обсадні труби складаються з окремих ланок довжиною 1; 1,2; 1,5 м і більше. Вони з'єднуються між собою з допомогою ніпелів (при діаметрах 89—219 мм) або муфт (при діаметрі 168 мм і більше). Нижня ланка обсадних труб обладнана корончатою муфтою (фрезером), а верхня — оголовком (рис. 6.4). Обсадні труби занурюють у міру заглиблення свердловини шляхом обертання з привантаженням. При проходці пливунів низ обсадної труби повинен розміщуватись нижче забюю, тобто посадка обсадної труби повинна випереджати проходку. Кожну бурову установку забезпечують двома або трьома комплектами бурового інструменту різного діаметра (89, 108, 127, 168, 219, 325 мм).

Буріння свердловин починають найбільшим діаметром, а потім, якщо необхідно, переходять на менший. В одних випадках свердловини можуть не мати кріплення стінок, а в других — стінки кріпляться обсадними трубами (рис. 6.5). Діаметр свердловин вибирають з урахуванням їх призначення. Наприклад, діаметр свердловин, призначених для відбору монолітів, повинен бути не менше 127 мм. Такі свердловини називаються *технічними*. Діа-

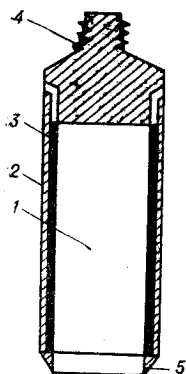


Рис. 6.6. Грунтонос:

1 — моноліт ґрунту; 2 — корпус; 3 — гільза; 4 — корпусна різь; 5 — вік

метр свердловин для випробування ґрунтів статичними навантаженнями повинен бути не менше 325 мм.

Для спуско-підймальних операцій бурові установки мають шогли та лебідки з приводними двигунами внутрішнього згоряння. При проходці свердловин ведеться буровий журнал, аналогічний польовому журналу для шурфів.

З розвідувальних виробок, в міру їх проходки, відбирають зразки ґрунтів двох видів — порушеної структури і непорушеної при природній вологості (моноліти). Зразки порушеної структури для визначення вологості відбирають із збереженням природної вологості. Основним при відборі зразків є крапковий метод, при якому вони відбираються у виробках з визначеним інтервалом по глибині. Зокрема, зразки порушеної структури відбирають у мішечки з еластичної плівки або щільної тканини. Об'єм відібраних зразків повинен бути не менше 2000 см³ у скельних і великоуламкових ґрунтах, 1000 см³ — у піщаних і 500 см³ — у глинястих ґрунтах. Мінімальний об'єм зразків, які відібрані для визначення вологості, — 30 см³. У мішечки вкладають дві етикетки, в яких зазначені місяць, номери розвідувальної виробки і глибина відбору. Одну етикетку, загорнуту в кальку, вкладають у середину, другу — наклеюють на мішечок. Зразки відбирають з кожної різновидності ґрунту, але не рідше ніж через 0,5 м. Зразки

порушеної структури служать для визначення головним чином класифікаційних характеристик і вологості. За їх вмістом судять про склад ґрунтів пройденної товщі.

Із шурфів і інших гірських виробок моноліти відбирають у формі кубів і циліндрів, а із свердловин — циліндричні. Розміри монолітів у формі кубів звичайно дорівнюють 20×20×20 см (для скельних ґрунтів 10×10×10 см). Діаметр монолітів циліндричної форми — не менше 8 см при висоті не більше 16 см. Моноліти кубічної форми в шурфах вирізають різними способами, а моноліти циліндричної форми відбирають у різальні кільця. Моноліти більшості глинястих ґрунтів, які добре зберігають форму, а також монолі-

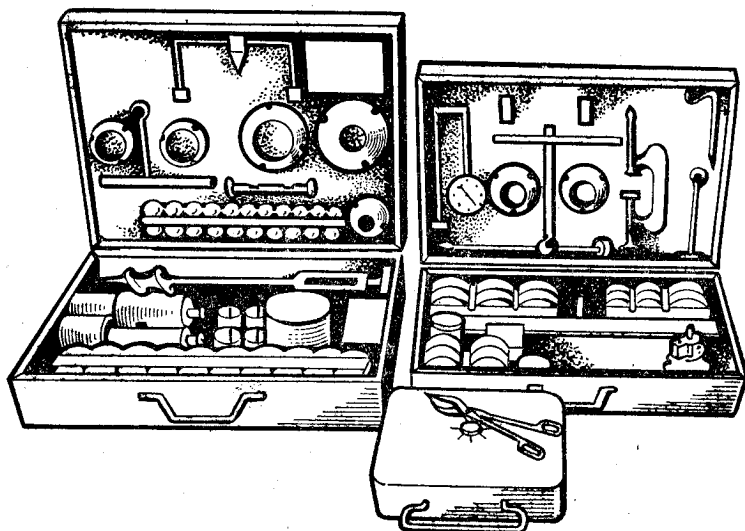


Рис. 6.7. Комплект приладів польової лабораторії

ти, відібрані в кільця, ізолюють двома шарами марлі, змоченої сумішшю парафіну з гудроном. Моноліти інших ґрунтів відбирають у ящики, що герметично зачиняються. Герметизації досягаються з допомогою гумових або пінопластових прокладок між ящиком і кришками. З технічних свердловин (діаметр ≥ 127 мм) моноліти циліндричної форми відбирають ґрунтоносами різної конструкції. Широко використовуються забивні ґрунтоноси із зовнішніми діаметрами 106 і 125 мм (рис. 6.6). Їх занурюють у ґрунт після зачищення забою з допомогою ударного патрона. Моноліти, як і зразки порушеної структури, теж наділяють двома етикетками з позначеннями їх верху і низу.

Моноліти відбирають з кожної різновидності ґрунту, але не рідше ніж через 1 м. У лабораторіях з монолітів, відібраних у розвідувальних виробках, вирізають маленькі моноліти, які використовують для безпосереднього визначення таких характеристик, як щільність, коефіцієнт стисливості, опір зсуву, коефіцієнт фільтрації. Необхідно мати на увазі, що головне при відборі і транспортуванні монолітів — це збереження їх структури і природної вологості.

До сказаного слід додати, що при використанні польових лабораторій (наприклад, системи І. М. Литвинова, рис. 6.7) замість крупних монолітів із шурфів відбирають дрібні моноліти, які піддають випробуванням на місці відбору.

6.3. ВИПРОБУВАННЯ ҐРУНТІВ СТАТИЧНИМИ НАВАНТАЖЕННЯМИ

Випробування ґрунтів статичними навантаженнями належать до польових дослідних робіт. Ці випробування проводяться під час інженерно-геологічних досліджень з метою вивчення стисливості ґрунтів і визначення такої важливої характеристики, як модуль деформації. Через велику трудомісткість і високу вартість випробування статичними навантаженнями проводять тільки у відповідальних випадках, де точність визначення модуля деформації шляхом компресійних випробувань недостатня.

Випробування проводять у тих місцях ділянки, на яких передбачають розміщення будівель і споруд, що потребують розрахунку осідань фундаментів. При цьому випробовують усі ґрунти, які залягають у межах активної зони. Випробування проводять з допомогою штампів, які є моделями фундаментів. Застосовують сталеві круглі жорсткі штампи площею 5000, 2500 і 600 см² з діаметрами відповідно 79,8, 56,5 і 27,7 см. Штампи площею 5000 і 2500 см² використовують при випробуваннях у шурфах та інших гірських виробках, а також у будівельних котлованах. Великі штампи застосовують для випробування великоуламкових, піщаних середньої щільності і пухких та глинястих ґрунтів з показником консистенції $I_L > 0,25$. Малі штампи використовують у щільних піщаних і глинястих ґрунтах при $I_L \leq 0,25$. Штампи площею 600 м² призначені для випробувань у свердловинах.

Випробування в шурфах і свердловинах здійснюють з допомогою установок різної конструкції. На рис. 6.8 показана установка для проведення статичних випробувань ґрунтів штампами в шурфах розпірної конструкції.

Розміри шурфів у плані приймаються $(1,6 \times 1,6) \dots (2 \times 2)$ м. Стінки їх кріплять відповідно до виду пройдених ґрунтів. Штампи встановлюють у забої в гнізді глибиною 3—4 см, а при м'якопластичних і текучопластичних глинястих ґрунтах — у приямку глибиною 40—60 см. Установка штампа в приямок необхідна для того, щоб не допустити випирання ґрунту з-під штампа. У цьому випадку ґрунт, який є за межами штампа, створює потрібне привантаження. Штампи встановлюють на шар дрібного піску товщиною 1—2 см. При випробуваннях улітку навколо штампа на дно шурфу укладають шар тирси вологістю, яка відповідає вологості ґрунту. Цей шар тирси захищає ґрунт від висихання. Щоб не допустити промерзання ґрунту взимку, дно шурфу і штамп накривають шаром сухої тирси товщиною 30—40 см або іншим теплоізоляційним матеріалом. Поряд з цим повинно бути передбачено захист ґрунту в забої шурфу від можливого замочування його поверхневими водами (дошовими або талими).

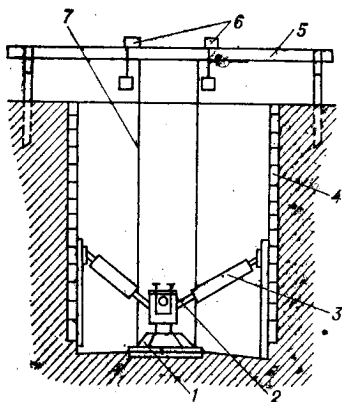


Рис. 6.8. Схема установки штампа розпірної конструкції у шурфі:

1 — штамп; 2 — дократ для навантаження штампа; 3 — дократ для створення розпорки; 4 — вішчеве кріплення; 5 — релезна система; 6 — прогномір; 7 — дріт

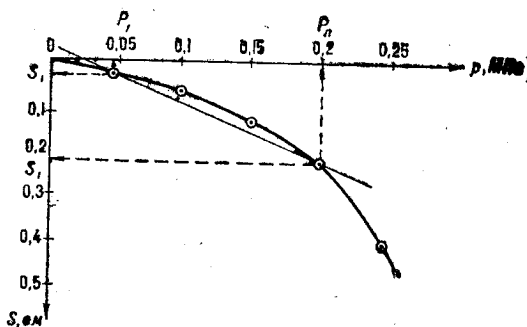


Рис. 6.9. Графік залежності осідання штампа від тиску

Діаметр свердловини, призначеної для випробувань, приймають 325 мм. Стінки її кріплять обсадними трубами. Штамп встановлюють у забої після його зачищення спеціальним ножом і вирівнювання шаром піску (1—2 см). При цьому його розташовують приблизно на 2 см нижче фрезерної муфти.

Випробування ґрунту статичним навантаженням проводять шляхом тиснення на ґрунт кількома ступенями. Величина ступенів тиску залежить від виду ґрунту і його стану і приймається від 0,025 до 0,1 МПа. На початку випробування ґрунт попередньо ущільнюють тиском, що дорівнює тиску від власної ваги ґрунту σ_{zg} на даній глибині, але не повинно бути меншим 0,05 МПа. Тиск попереднього ущільнення також прикладають ступенями. Кожен ступінь тиску витримують до стабілізації осідання штампа. Стабілізація вважається досягнутою, якщо прирощення осідання за 1 год для великоуламкових і піщаних ґрунтів і за 2 год для глинястих не перевищує 0,1 мм.

У процесі досліду величину осідання штампа заміряють з допомогою двох прогномірів. Їх з'єднують із штампамі сталевим дротом діаметром близько 0,3 мм. Для розрахунку беруть середнє арифметичне з двох замірів.

За наслідками випробувань складають графік, що відображує залежність осідання від тиску (рис. 6.9). Цей графік потрібен для визначення модуля деформації. Модуль деформації визначають у межах тієї ділянки графіка, де має місце лінійна залежність осідання від тиску. Для виділення цієї ділянки через чотири дослідні точки графіка проводять посередню пряму. При цьому дослідні точки розташовують симетрично відносно прямої. За початкові значення тиску й осідання приймають тиск p_1 , що дорівнює σ_{zg} , і відповідне йому осідання S_1 . За кінцеві значення тиску й осідання беруть значення, що відповідають четвертій точці. Якщо ж виявиться, що при тиску p_n прирощення осідання штампа удвічі більше за прирощення осідання в попередньому ступені (третья точка), а в дальшому ступені (п'ята точка) буде однаковим або більшим за прирощення осідання при тиску p_n , то за кінцеві значення тиску й осідання приймають значення, що відповідають третій точці. Але в усіх випадках кількість дослідних точок повинна бути не менше трьох.

Для обчислення модуля деформації, МПа, використовують формулу Польшина

$$E = \omega (1 - \nu^2) b \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (6.1)$$

де ω — безрозмірний коефіцієнт, прийнятий для круглого жорсткого штамп-а 0,8; ν — коефіцієнт бічного розширення (коефіцієнт Пуассона), прийнятий від 0,27 до 0,42 залежно від виду ґрунту; b — діаметр штамп-а, см; Δp — прирощення тиску, МПа, $\Delta p = p_n - p_1$; ΔS — прирощення осідання штамп-а, см, $\Delta S = S_n - S_1$.

Модуль деформації визначається з точністю до 0,1 МПа.

6.4. ЗОНДУВАННЯ ГРУНТІВ

До польових дослідних робіт належать також зондування ґрунтів. Простота й невисока вартість зондування зумовили його широке застосування під час інженерно-геологічних досліджень. Зондування проводять при вивченні піщаних і глинястих ґрунтів. Гранична глибини зондування 15—20 м. Це метод безперервного по глибині дослідження. Він ґрунтується на тому, що ґрунти з різними властивостями чинять неоднаковий опір проникненню в них зонда. Сам зонд складається з маконечника і штанг. Найбільш доцільні конічні маконечники.

Зондування дозволяє виявляти характер залягання шарів ґрунтів по глибині і простору, а також приблизно оцінювати фізико-механічні властивості ґрунтів. У зв'язку з цим можливі дві схеми застосування зондування при інженерно-геологічних дослідженнях. Перша схема передбачає проведення зондування з метою приблизного виділення інженерно-геологічних елементів для раціонального розміщення на ділянці (майданчику) розвідувальних виробок (шурфів і свердловин) і визначення їх кількості.

Друга схема зводиться до уточнення залягання виділених інженерно-геологічних елементів між пройденими розвідувальними виробками.

З допомогою зондування можуть бути вирішені й інші завдання — здійснення контролю за укладанням ґрунту в земляні споруди (греблі, дамби

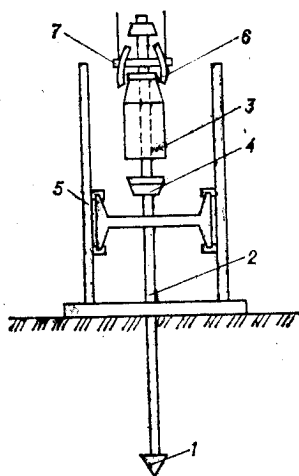


Рис. 6.10. Схема установки динамічного зондування:

1 — кокус; 2 — штанга; 3 — молот; 4 — підбабник; 5 — напрямна; 6 — заковлювач; 7 — обмежувач

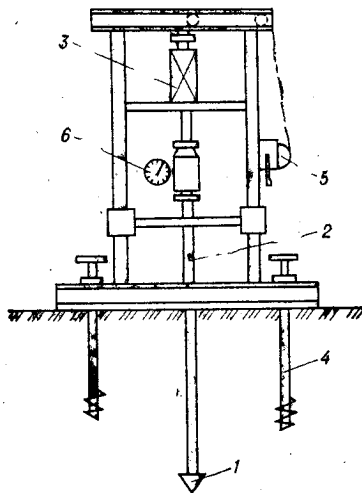


Рис. 6.11. Схема установки статичного зондування:

1 — кокус; 2 — штанга; 3 — домкрат; 4 — анкер; 5 — лебідка; 6 — динамометр

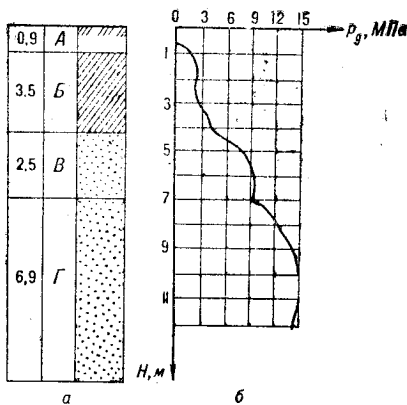


Рис. 6.12. Графік динамічного зондування:

а — геологічна колонка; б — графік зондування; А — ґрунт; Б — суглинок; В, Г — піски

консистенції. Статичне зондування вільне від цих недоліків, однак воно потребує використання складного устаткування з застосуванням анкерних або інших пристроїв для сприйняття зусиль, прикладених до зонда.

У ході динамічного зондування визначають показник динамічного зондування або величину занурення зонда від визначеного числа ударів. Ці величини є мірою опору ґрунту. Показник динамічного зондування N , уд/дм, визначають кількістю ударів, необхідних для занурювання зонда на 1 дм. Величина занурення зонда S від серії ударів (залози) визначається мірною рейкою. Оптимальне число ударів — п'ять, але воно може змінюватись від 1 до 20. Кількість ударів повинна бути такою, щоб занурювання від залози не перевищило 10 см, тобто точності визначення положення меж шарів ґрунтів, що виділяються. Для того щоб одержати порівняльні результати при використанні різного устаткування, необхідно користуватися таким показником, як питомий динамічний опір:

$$p_g = kW, \quad (6.2)$$

де k — коефіцієнт втрати енергії при ударі,

$$k = \frac{Q + e^2q}{Q + q}, \quad (6.3)$$

тут Q — вага молота, Н; e — коефіцієнт відновлення удару; приймається приблизно 0,56; q — вага зонда і прямої молота, Н; W — робота зондування, Дж; визначається за однією з наведених нижче формул залежно від виду характеристик зондування (N або S):

$$W = NQH/(10A), \quad \text{або} \quad (6.4)$$

$$W = nQH/(SA), \quad (6.5)$$

де N — показник динамічного зондування, уд/дм; Q — вага молота, Н; H — висота падіння молота, см; A — площа основи конуса, см²; S — занурювання конуса від залози, см; n — число ударів у залозі.

Наслідки динамічного зондування оформлюють з допомогою графіків (рис. 6.12). На графіку виділяють межі шарів ґрунтів.

З допомогою установок статичного зондування, які застосовують пошукові організації, випробування ґрунтів можна проводити за двома основними схемами. За першою схемою зондування виконують при діаметрі наконечника, що дорівнює діаметру штанг; при цьому фіксують опір ґрунту

та ін.), визначення несучої здатності паль тощо.

Залежно від способу занурювання зонда в ґрунт розрізняють динамічне і статичне зондування. При динамічному зондуванні зонд занурюють в ґрунт ударами молота. При статичному — вдавлюють з допомогою різних механізмів. Схеми установок динамічного і статичного зондування показані на рис. 6.10 і 6.11. Кожний із способів має свої переваги й недоліки. Перевагою динамічного зондування є те, що воно дозволяє дослідити ґрунти з більшим опором занурюванню конуса. Для його проведення необхідне нескладне устаткування. До недоліків слід віднести можливі розрідження деяких ґрунтів під впливом ударних навантажень. Тому динамічне зондування не можна застосовувати в пилуватих пісках, насичених водою, і в глинястих м'якопластичної і текучопластичної

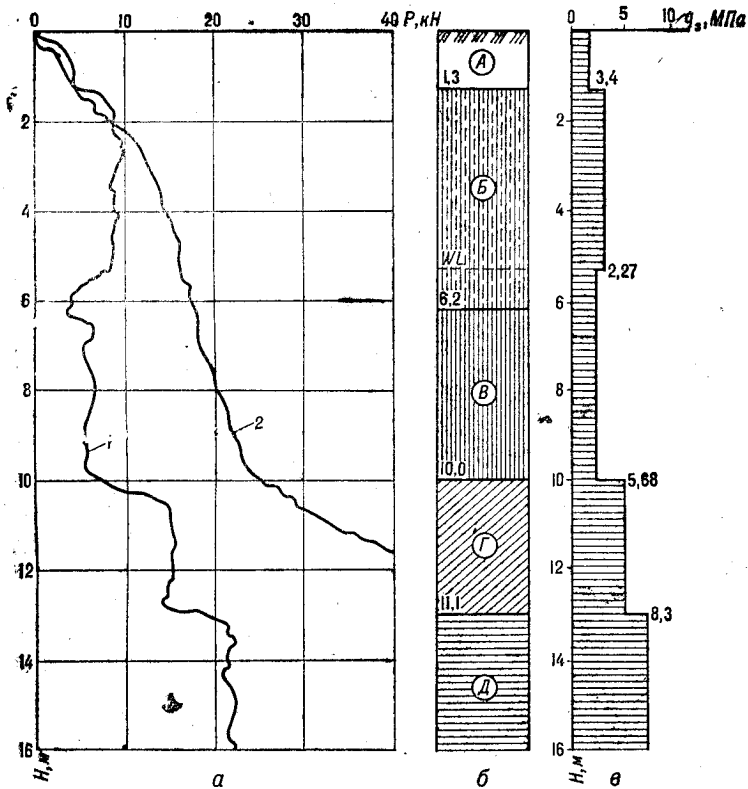


Рис. 6.13. Результати статичного зондування суглинків:

a — графіки; *б* — геологічна колонка; *в* — еюра зондування; 1 — графік, побудований за результатами зондування розширеним наконечником; 2 — графік, побудований за результатами зондування конусом-зондом; А — чорнозем; Б — суглинок твердий; В — суглинок м'якопластичний; Г — суглинок тугопластичний; Д — глина тугопластична

конусу і тертю по бічній поверхні штанг. Тертя може фіксуватись по всій поверхні штанг або на визначеній ділянці вище конічного наконечника.

За другою схемою зондування виконують при діаметрі наконечника, який перевищує діаметр штанг в 1,6 і більше разів; при такому співвідношенні крім виключення або значного зниження тертя по бічній поверхні штанг створюються умови для випирання ґрунту в утворювану при зондуванні порожнину між стінками свердловини і штангою.

При роботі за першою схемою значна частина корисного зусилля зондування витрачається на подолання сил тертя по бічній поверхні штанг. Це явище не дозволяє в щільних ґрунтах досягти проектних позначок, а в слабких ґрунтах через малі розміри наконечника значно знижується точність даних, що одержуються. При вигині штанг у процесі зондування різко змінюється тертя по бічній поверхні за рахунок його концентрації в місцях позитивної кривизни штанг.

Зондування розширеним наконечником дозволяє з більшою ефективністю використати статичне зусилля за рахунок зняття тертя з поверхні штанг. Застосування наконечників великих розмірів дозволяє підвищити точність визначення показників слабких ґрунтів.

На рис. 6.13, *a* наведені графіки статичного зондування лесовидних суглинків м. Полтави розширеним конічним наконечником з кутом при вер-

шині 30° і площею основи 26,4 см² (крива 1) і конусом-зондом з площею основи 10 см² (крива 2). Аналізуючи наведені графіки, можна відзначити, що на глибині 12 м загальні зусилля зондування для розширеного зонда — 15 кН, а для конуса-зонда — 40 кН, тобто в 2,7 раза більш, а обрис кривої 1 чіткіше відповідає геологічній колонці, наведеній на рис. 6.14, б.

Характеристикою зондування розширеним наконечником є опір ґрунту конусу, МПа, який визначають за формулою

$$q_s = P/A, \quad (6.6)$$

де P — зусилля зондування, яке визначають з допомогою тензометричного датчика, розміщеного в монічному наконечнику; A — площа основи конічного наконечника.

На рис. 6.14, в показано епюру опору ґрунту конусу q_s по глибині зондування. Абсциси епюри в межах однорідного шару визначені шляхом осереднення приватних значень.

При зондуванні піщаних ґрунтів опір зондуванню з глибиною лінійно зростає до певної глибини, яка називається критичною. Нижче критичної глибини зондування в шарі однорідного піску зусилля зондування не залежить від глибини занурення наконечника. При занурюванні наконечника в більш щільні шари піску знову спостерігається перехідна ділянка, близька до лінійного ΔH_{cr} . Ця ділянка тим більша, чим вища міцність піску.

На рис. 6.14, а наведено графік зондування шаруватої піщаної товщі. Графік зондування в межах кожного однорідного шару піску має харак-

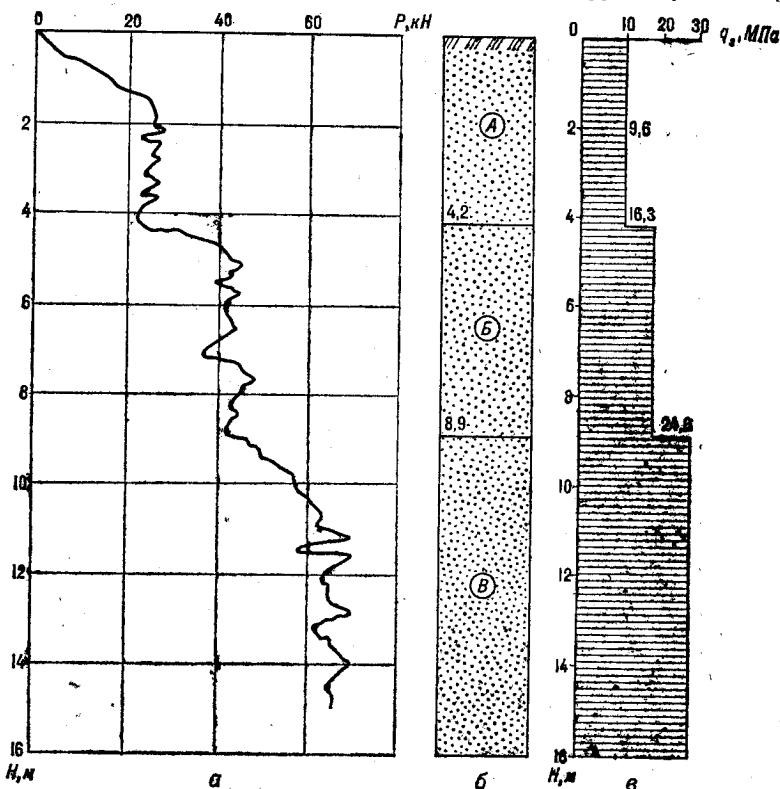


Рис. 6.14. Результати статичного зондування піску:

а — графік; б — геологічна колонка; в — епюра зондування; А — пісок дрібний середньої щільності; Б — пісок середньої крупності; В — пісок середньої крупності, щільний

терні обриси — лінійно зростаючу ділянку по висоті H_{cr} або ΔH_{cr} і ділян- ку, паралельну осі ординат. Як видно з рис. 6.14, б, за графіком зонду- вання однозначно виділяються шари піску з різними механічними харак- теристиками. На рис. 6.14, в показана епюра статичного зондування шару- ватої піщаної товщі.

Критична глибина зондування залежить від фізичного стану піску, а та- кож розмірів застосованих наконечників. У щільних пісках при діаметрах конічних наконечників 50—74 мм вона становить 1500—2000 мм. Із збіль- шенням діаметра конічного наконечника критична глибина зондування від- повідно зростає.

Оцінка фізико-механічних властивостей ґрунтів за результатами зонду- вання є не однозначним завданням. Частіше використовують експеримен- тально встановлені залежності (кореляційні) показників зондування від властивостей ґрунтів. Ці залежності зображуються у вигляді таблиць або формул і мають лише регіональне значення (табл. 6.1 і табл. 6.2).

Таблиця 6.1. Дані для визначення щільності піску при динамічному зон- дуванні за значеннями p_g , МПа

Ґрунт	Щільність ґрунтів		
	пухких	середньої щільності	щільних
Піски крупні і середньої крупності незалеж- но від вологості	$< 3,5$	3,5—12,5	$> 12,5$
Піски дрібні, маловологі	< 3	3,0—11	> 11
Піски дрібні, насичені водою і пілуваті, мало- вологі	< 2	2—8,5	$> 8,5$

Таблиця 6.2. Дані для визначення щільності пісків при статичному зон- дуванні конусом-зондом за значеннями g_s

Ґрунт	Щільність ґрунтів		
	пухких	середньої щільності	щільних
Піски крупні і середньої крупності незалежно від вологості	< 5	5—15	> 15
Піски дрібні незалежно від вологості	< 4	4—12	> 12
Піски пілуваті, маловологі	< 3	3—10	> 10
Піски пілуваті, насичені водою	< 2	2—70	> 7

Наближені значення показника текучості пілувато-глинистих ґрунтів за результатами статичного зондування наведені в табл. 6.3.

Таблиця 6.3. Дані для визначення консистен- ції за результатами статичного зондування кону- сом-зондом

Опір ґрунту конусу g_s , МПа	Консистенція пілувато-глиня- стих ґрунтів I_L
> 10	Тверді
10—5	Напівтверді
5—2	Тугопластичні
2—10	М'якопластичні
< 1	Текучопластичні

З допомогою зондування можна визначити також модуль деформації ґрунтів: для пісків $E=3q$, МПа; для суглинків і глин $E=7q$, МПа. При динамічному зондуванні піщаних ґрунтів значення модуля деформації можуть бути одержані з табл. 6.4.

Таблиця 6.4. Дані для визначення модуля деформації пісків за результатами динамічного зондування

Ґрунт	$P_g=2$ МПа	$P_g=7$ МПа	$P_g=14$ МПа
	Модуль деформації E , МПа		

Піски крупні і середньої крупності	15—20	34—39	50—55
Піски дрібні	13	29	40
Піски пилуваті, маловологі	8	22	32

Так само можуть бути визначені кути внутрішнього тертя ґрунтів і питоме зчеплення.

6.5. ПРОВЕДЕННЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Інженерні вишукування, які включають у себе й інженерно-геологічні дослідження, виконують пошукові організації відповідно до технічних завдань, складених проєктувальниками. Технічне завдання, поряд з даними, необхідними для проведення інженерно-геодезичних та інженерно-гідрометеорологічних вишукувань, повинно містити перелік будівель і споруд, які проєктуються, відомості про розміщення їх на ділянці згідно з проєктом. Крім того, в завданні подається короткий технічний опис будівель і споруд із значення їх конструктивної схеми, навантажень на фундаменти і потрібної глибини закладення фундаментів. На підставі технічного завдання складають програму проведення інженерно-геологічних досліджень. До програми додають кошторис на ці роботи. Аналогічні документи оформлюють і на інші види пошукових робіт.

До складу інженерно-геологічних досліджень входять такі роботи: вивчення матеріалів раніше проведених досліджень; інженерно-геологічна рекогносцировка; інженерно-геологічна зйомка; інженерно-геологічні розвідування. Проте обсяг робіт, пов'язаних з інженерно-геологічним дослідженням, в усіх випадках буде різним, тому що він залежить від багатьох факторів.

До факторів, які визначають обсяг дослідних робіт, належать: ступінь вивчення району будівництва в інженерно-геологічному відношенні; ступінь складності геологічної будови ділянки; особливості фізико-механічних властивостей ґрунтів (прасадочні, вічномерзлі чи звичайні ґрунти); конструктивні особливості будівель і споруд (чутливі чи малочутливі до нерівномірних осідань) і їх капітальність. Наявність несприятливих факторів збільшує обсяг робіт. За інших однакових умов обсяг інженерно-геологічних досліджень, які проводять у районах, де наявні різні інженерно-геологічні процеси та явища, збільшується. До числа таких районів слід віднести райони помірних прасадочних і вічномерзлих ґрунтів, розвитку карсту, зсувів, селів тощо.

Інженерно-геологічні дослідження в один етап (для технічного проєкту і для робочих креслень) проводять в нескладних інженерно-геологічних умовах, коли розміщення будівель і споруд на ділянці точно визначене, а їхні конструктивні особливості відомі. У решті випадків інженерно-геологічні дослідження проводять у два етапи — спочатку для технічного проєкту, а потім для робочих креслень.

Дослідження на стадії технічного проєкту полягають у виборі будівельного майданчика і його послідовному вивченні. Дослідження на стадії робочих креслень проводять стосовно до кожної будівлі і споруди, які розміщені на майданчику. Ці дослідження є додатковими відносно досліджень на стадії проєктного завдання. В обох випадках (один або два етапи) мова йде

про дослідження на ділянках, де передбачається розміщення будівель I і II класів. Інженерно-геологічні дослідження та інші види пошуків для проектування будівель I споруд III і IV класів проводять прискореними методами в скороченому обсязі.

Для ознайомлення з матеріалами раніше проведених досліджень та їх вивчення звертаються в територіальні і Всесоюзний геологічний фонди, а також в архіві пошукових організацій.

Інженерно-геологічну реконструкцію проводять з метою ознайомлення в натурі з місцем будівництва й одержання даних, які доповнюють архівні та інші матеріали. При її проведенні використовують наявні топографічні, геологічні і гідрогеологічні карти; при цьому в мінімальному обсязі проводять розвідувальні і лабораторні роботи.

Інженерно-геологічну зйомку проводять з метою вивчення рельєфу, геологічної будови і гідрогеологічних умов ділянки будівництва. Одночасно вивчають інженерно-геологічні процеси і явища, які там відбуваються (зсуви, карст та ін.). Зйомку виконують у масштабі 1:25 000—1:5000 і крупніше залежно від розміру ділянки, ступеня складності геологічної будови, особливостей гідрогеологічних умов та інших факторів. Її проводять на топографічній основі, тобто з використанням карт поверхні Землі в горизонталі відповідного масштабу. Результати зйомки відображають інженерно-геологічні карти і розрізи. Інженерно-геологічні розрізи повинні відповідати карті. На інженерно-геологічних картах показують розповсюдження різних ґрунтів (з зазначенням їх фізико-механічних характеристик) і ґрунтових вод. Якщо карта переважана, то карту поверхні ґрунтових вод складають на окремому аркуші. Крім того, на карту наносять місця, де проходять ті чи інші інженерно-геологічні процеси (наприклад, зсуви, морозне здимання тощо). На картах також показують розміщення розвідувальних виробок та існуючі будівлі та споруди.

Інженерно-геологічні розрізи складають за створами розвідувальних виробок (рис. 6.15). На них показують розташування розвідувальних виробок, розповсюдження ґрунтів по простору і по глибині, а також рівні ґрунтових вод.

Для позначення виділених інженерно-геологічних елементів використовують умовну штриховку і відповідні індекси. Інженерно-геологічні розрізи є важливими документами інженерно-геологічних досліджень. Вони дають начотне уявлення про характер залягання ґрунтів і гідрогеологічні умови. При дослідженні для окремих будівель і споруд обмежуються побудовою інженерно-геологічних розрізів.

Для розв'язання завдань інженерно-геологічної зйомки потрібно проводити у визначеному обсязі розвідувальні, лабораторні і польові дослідні роботи. Тому інженерно-геологічну зйомку проводять у комплексі з інженерно-геологічними розвідуваннями. Ці розвідування проводять для визначення фізико-механічних характеристик властивостей ґрунтів, а також властивостей ґрунтових вод. До складу робіт, пов'язаних з розвідуваннями, входять: проходка розвідувальних виробок, лабораторні і польові дослідні роботи, які включають зондування і геофізичні методи дослідження — електропрофілювання й електричне зондування.

Розвідувальні виробки (шурфи і свердловини) розміщують на ділянці з урахуванням розташування будівель і споруд, що передбачається проектом. Відстань між виробками в межах будівель і споруд призначається звичайно в межах від 20 до 100 м, залежно від ступеня складності геологічної будо-

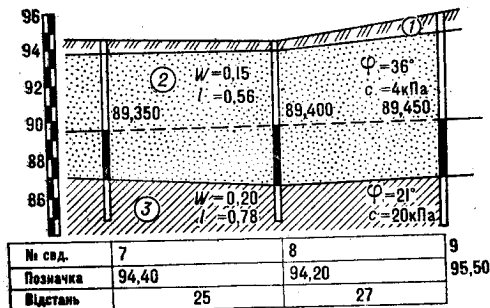


Рис. 6.15. Інженерно-геологічний розріз:
1 — ґрунтово-рослинний шар; 2 — пісок дрібний;
3 — суглинок пластичний

ви майданчика. В усіх випадках у межах кожної будівлі або споруди розміщується не менше трьох розвідувальних виробок. Третина всіх виробок повинна бути технічною, тобто пристосованою для відбору монолітів. Глибина розвідувальних виробок приймається не меншою за потужність активної зони.

За результатами інженерно-геологічних досліджень складають звіт, до якого входять пояснювальна і графічна частини. Пояснювальну записку складають у трьох розділах. У першому розділі викладають завдання й програму досліджень, у другому — приводять фактичний матеріал досліджень, у третьому — роблять висновки і дають рекомендації на періоди проектування, будівництва й експлуатації. В графічну частину звіту входять: інженерно-геологічна карта, інженерно-геологічні розрізи та інший графічний матеріал.

Порядок проведення інженерно-геологічних досліджень регламентується різними нормативними документами: відповідними будівельними нормами і правилами, інструкціями щодо інженерних досліджень для різних видів будівництва, керівництвами.

6.6. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНА ЕКСПЕРТИЗА

Термін «інженерно-геологічна експертиза» застосовують для робіт, пов'язаних з вивченням основ і фундаментів будівель та споруд, які зводяться або експлуатуються. Таке вивчення проводять у випадку аварійного стану будівель і споруд або в зв'язку з їх реконструкцією. В аварійний стан будівлі і споруди можуть перейти як в експлуатаційний період, так і в період будівництва. Він може бути викликаний нерівномірними осіданнями фундаментів, внаслідок яких несучі конструкції одержують пошкодження, кренами, надмірними за абсолютним значенням осіданнями, що порушують нормальну експлуатацію будівель і споруд. Інженерно-геологічна експертиза повинна встановити причини виникнення деформацій основ і дати рекомендації щодо усунення аварійного стану.

При реконструкції експертиза виявляє можливості збільшення навантажень на фундаменти в зв'язку з надбудовою будівель і споруд або в зв'язку з збільшенням вантажопідйомності кранів та ін. Іноді виникає потреба в зазальній оцінці стану основ і фундаментів.

Проведення експертизи починають з загального огляду будівлі або споруди. Якщо експертизу проводять у зв'язку з аварійним станом, то передусім необхідно виявити, чи не є порушення в надфундаментних конструкціях (наприклад, тріщини в простінках) наслідком їх недостатньої міцності; якщо ж вони виявляться достатньо міцними, то причиною їх пошкодження, очевидно, буде незадовільний стан основ і фундаментів.

У першу чергу знайомляться з інженерно-геологічними умовами на майданчику, де розташовано об'єкт, який вивчається. Коли в основі фундаментів залягають просадочні ґрунти, то можливою причиною порушень можуть бути осідання ґрунтів, викликані замочуванням із аварійним витіканням води із системи водопроводу або каналізації.

Осідання можуть викликати також загальним підвищенням рівня ґрунтових вод у даному місці. Якщо об'єкт розташований на схилі, то порушення можуть бути пояснені зміщенням ґрунтів внаслідок зсуву. Треба враховувати, що зовні таке зміщення може й не проявлятися. Порушення в надфундаментних конструкціях можуть бути викликані й іншими процесами та явищами.

Нерідко причиною аварійного стану будівель і споруд або частин їх є відхилення від проектів, допущені будівельниками. Щоб виявити їх, доводиться розкривати фундаменти шурфами. Шурфи відривають біля фундаментів на глибину 0,5 м нижче їх підшови. У будівлях з підвалом шурфи краще відривати з боку підвалу. Під фундамент роблять підкоп на ширину його підшови. Після відривання шурфу і розкриття фундаменту замірюють ширину його підшови і глибину закладення, встановлюють конструкцію фундаменту. Одержані результати порівнюють з проектом.

Помилки можуть бути допущені також проектувальниками. Щоб їх ви-

являти, виконують перевірочні розрахунки з визначенням навантажень на фундаменти та їх розмірів у плані. Одночасно визначають фізико-механічні характеристики ґрунтів основ, для чого на рівні підшоши фундаменту і нижче відбирають моноліти, які відправляють у лабораторію на випробування. Результати, одержані при цьому, порівнюють з прийнятими при проектуванні.

Після виявлення причин порушень у надфундаментних конструкціях дають рекомендації щодо їх усунення. Ці рекомендації зводяться до закріплення ґрунтів основ або до підсилення фундаментів різними способами, аж до підведення нових фундаментів.

Вивчення основ і фундаментів при реконструкції має багато спільного з вивченням їх у зв'язку з аварійним станом. Але необхідно враховувати ту обставину, що іноді доводиться приймати рішення щодо будівель і споруд, на які технічна документація з різних причин не збереглася. Це стосується, головним чином, будівель і споруд старої забудови. Для прийняття рішення про реконструкцію, пов'язану зі збільшенням навантажень, доводиться розкривати всі основні фундаменти, визначати їх ширину і глибину закладення, оцінювати стан матеріалу фундаментів, проводити потрібні розрахунки і визначати фізико-механічні характеристики ґрунтів.

Контрольні запитання і завдання для самостійної роботи

1. З якою метою проводяться інженерно-геологічні дослідження на майданчиках передбачуваного будівництва?
2. Що вивчають у процесі інженерно-геологічних досліджень?
3. У чому полягає принцип ударно-канатного буріння?
4. З допомогою якого бурового інструменту проходять водонасичені піщані ґрунти?
5. Перелічіть порядок відбору і консервації зразків ґрунтів порушеної структури.
6. Перелічіть порядок відбору і консервації зразків ґрунтів непорушеної структури.
7. З якою метою проводяться випробування статичними навантаженнями в шурфах і свердловинах?
8. Покажіть на схемі одну з установок випробування ґрунтів статичними навантаженнями в шурфі.
9. Як враховується фактор часу дії навантаження при випробуваннях ґрунтів штампамі в шурфах і свердловинах?
10. Покажіть на графіку залежність осідання штампа від навантаження.
11. Як визначають модуль деформації ґрунтів за результатами випробувань статичними навантаженнями?
12. У чому полягає принцип зондування ґрунтів?
13. Чим визначаються результати динамічного зондування ґрунтів?
14. Чим визначаються результати статичного зондування ґрунтів?
15. Дайте аналіз двох схем проведення статичного зондування, назвіть їх переваги і недоліки.
16. Чим відрізняються обриси графіків зондування при проходці однорідних шарів піщаних і глинястих ґрунтів?
17. У чому полягає емпіричний метод оцінки фізико-механічних властивостей ґрунтів за даними зондування?
18. Що містить технічне завдання на проведення інженерно-геологічних досліджень?
19. Перелічіть фактори, що визначають обсяг інженерно-геологічних досліджень.
20. Яка інженерно-геологічна інформація передається з допомогою карт і розрізів?
21. З якою метою проводиться інженерно-геологічна експертиза?

Частина друга МЕХАНІКА ГРУНТІВ

7. ЗАСТОСУВАННЯ ТЕОРІЇ ЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ ДЛЯ РОЗВ'ЯЗУВАННЯ ЗАДАЧ МЕХАНІКИ ГРУНТІВ

7.1. ЗАГАЛЬНІ УЯВЛЕННЯ ПРО ГРУНТ І РОЗВИТОК МЕХАНІКИ ГРУНТІВ

Як і в інших галузях будівельної техніки, виникненню теорії проектування фундаментів і земляних споруд передувало тривалий період накопичення практичного досвіду. У цей час широко застосовувався *метод спроб і помилок*, і на основі аналізу аварій споруд були встановлені емпіричні значення допустимого тиску на ґрунт.

Хоч уже в середині XVII ст. почали з'являтися перші розрахунково-теоретичні дослідження роботи ґрунту в спорудах, однак початком розвитку науки фундаментобудування і геотехніки слід вважати 20-і роки XX ст., коли К. Терцагі розпочав систематичну розробку методики механічних випробувань ґрунтів.

У 1919 р. Терцагі створив комплекс приладів для дослідження основних механічних властивостей ґрунтів — їх стисливості і міцності.

Свої випробування він виконував головним чином з однорідними глинястими пастами і з чистосипучими ґрунтами, які моделюють далеко не всі властивості більшості реальних ґрунтів. Незважаючи на це, він одержав результати, які дозволили йому в 1925 р. сформулювати ряд положень, які склали основу класичної механіки ґрунтів і сприяли її подальшому розвитку. До появи робіт Терцагі ґрунти розглядали як суцільні однорідні і однофазні матеріали і вважалось, що щільність і вологість ґрунтів у процесі деформування практично не змінюються.

Терцагі виявив, що основні явища, які спостерігаються в поведінці ґрунту під навантаженням, залежать від зміни кількісного співвідношення фаз ґрунту в процесі деформування і від механічної взаємодії фаз.

Перевагою механіки ґрунтів Терцагі, яку далі будемо називати *класичною механікою ґрунтів*, є простота математичних моделей, що застосовуються. Терцагі вважав, що через складність механічних властивостей реальних ґрунтів у переважній більшості практичних задач доводиться обмежуватися тільки приблизними рішеннями і якщо вони не досягаються простими засобами, що не вимагають складного математичного апарату, то їх взагалі неможливо одержати. Він гадав, що в подібних задачах найважливішим є не одержання найбільш точного розв'язання, а визначення впливу різних можливих відхилень при-родних умов від прийнятих у розрахунку.

Одним із недоліків фазової механіки ґрунтів Терцагі є те, що вона не вирішила найголовнішу проблему визначення напруженого стану ґрунтів, звернувшись до теорії лінійної пружності, основні положення якої повністю не відображають властивостей ґрунтів.

З особливою гостротою недосконалість ряду методів класичної механіки ґрунтів виявилася в останні роки, коли при будівництві споруд і будівель з конструкціями, чутливими до нерівномірних деформацій основи, виникла необхідність використання під забудівлю територій з несприятливими геологічними умовами. У зв'язку з цим назріла необхідність перегляду, уточнення і розширення теоретичної бази механіки ґрунтів, а також посилення її зв'язків з інженерною геологією, без чого не можуть удосконалюватись розрахункові моделі.

Для інженерно-геологічних прогнозів особливо раціональним є принцип умовних розрахунків, запропонований М. М. Герсевановим. Прийнятим для таких розрахунків моделям можна приписувати властивості, які давно не відповідають дійсності, як, наприклад, припущення про рівномірний розподіл напруги по горизонтальних перерізах основи, що несе на поверхні місцеве навантаження, але ці моделі повинні відповідати двом обов'язковим умовам:

відображати найбільш істотні фактори, що визначають роботу споруди;

ставити споруду в менш сприятливі для її роботи умови, ніж у дійсності.

Користуючись подібними моделями, можна порівнювати різні варіанти проектних рішень з точки зору їх надійності і встановлювати значення коефіцієнтів умов роботи і однорідності ґрунтів. Ці коефіцієнти мають регіональний і навіть локальний характер і далеко не завжди можуть бути використані за межами даного району з його специфічними інженерно-геологічними умовами.

Недостатня в багатьох випадках надійність рішень класичної механіки ґрунтів була однією з причин того, що в 1948 р. групою радянських інженерів на чолі з В. М. Келдишем був запропонований новий принцип проектування, який дістав назву *принципу граничних станів*.

Відповідно до основ споруд цей принцип був уперше сформульований у 1949 р. Д. Е. Польшиним.

Було запропоновано виходити при визначенні навантажень на основи з гранично допустимих для даної споруди осідань і повністю відмовитись від необґрунтованого методу стандартних «допустимих тисків» на ґрунти. Деформації основ не повинні перевищувати гранично допустимих для нормальної експлуатації, а несуча здатність має бути достатньою, щоб не виникла втрата стійкості або руйнування основи.

Останнім часом з'явилися пропозиції перейти до проектування основ, виходячи з основних положень сучасної теорії надій-

ності (М. М. Ермолаєв, В. В. Міхеєв), що є подальшим розвитком принципу граничних станів. Надійність оцінюється ймовірністю того, що протягом усього періоду експлуатації споруди не виникне стан основи, що загрожує експлуатаційній придатності споруди. Цей принцип дає більш економічні рішення, але вимагає переходу на статистичні методи розрахунків, які розроблені ще недостатньо.

Тепер при проектуванні найчастіше застосовують метод роздільного розрахунку основ і споруд. Спочатку розраховують споруду і визначають навантаження, які передаються на основу так, неначе ця основа є абсолютно жорсткою і неподатливою. Потім за знайденими зусиллями розраховують, користуючись спрощеними правилами, наведеними в нормах, осідання і крени фундаментів. Одержані результати звіряють з гранично допустимими.

Повне використання всіх переваг принципу граничних станів можливе тільки з переходом на методика сумісного розрахунку. Зусилля і деформації як в основах, так і в конструкціях споруд повинні розраховуватися, виходячи з їх сумісної роботи, в результаті якої відбувається перерозподіл зусиль, що діють на основу. Такий сумісний розрахунок забезпечує більш надійне і раціональне проектування всієї системи споруда — фундамент — основа як єдиного цілого. При цьому пропонується враховувати просторову роботу конструкцій, геометричну і фізичну нелінійність, анізотропність, пластичні і реологічні властивості матеріалів і ґрунтів, а також можливість зміни їх властивостей у процесі експлуатації споруд.

Розв'язання поставлених завдань неможливе без використання електронно-обчислювальної техніки і застосування методу кінцевих елементів, який дає можливість алгебраїзувати постановку більшості задач механіки ґрунтів, що вимагають урахування багатьох факторів, у тому числі й нелінійних.

7.2. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ТЕОРІЇ РОЗПОДІЛУ НАПРУГ У ГРУНТАХ

Тиск від навантаження, прикладеного до поверхні ґрунтового масиву, передається в ґрунті частинками або структурними агрегатами через точки контакту, розподіляючись у міру заглиблення в ґрунт на все більшу площу. Напруги при цьому зменшуються. Відбувається, як кажуть, розсіювання або затухання напруг по глибині і при віддаленні в сторони. Напруги σ в окремих частинках і міжчасткових зв'язках у межах якого-небудь виділеного перерізу (переріз *AB* на рис. 7.1, *a*) можуть бути більшими, ніж їх міцність, і спричиняти руйнування. При розгляді напруженого стану ґрунту подібна місцева концентрація напруги не враховується, тому від неї залежать умови взаємного розміщення окремих частинок, але вона не впливає на стійкість ґрунтового масиву в цілому.

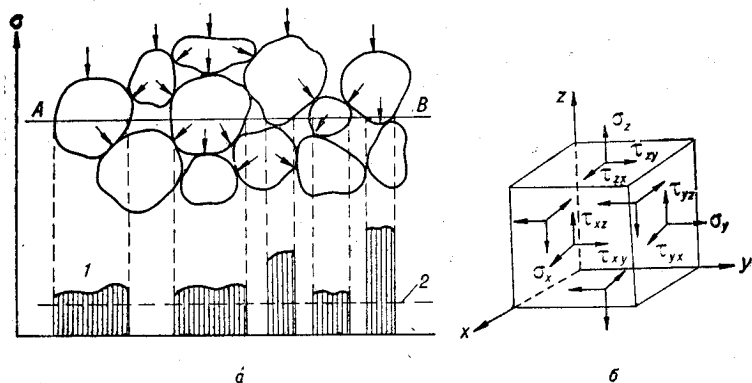


Рис. 7.1. Схема розподілів напруг:

a — між частинками ґрунту; *б* — напружений стан елементарного кубика ґрунту; 1 — фактичні напруги у частинках ґрунту; 2 — середня величина напруг у ґрунті

На відміну від суцільного середовища для оцінки напруг у ґрунтах, що є дисперсними системами, реальні сили, які діють на окремі ґрунтові частинки, замінюють уявними силами, розподіленими по всьому об'єму ґрунтового масиву, в тому числі і в проміжках між частинками. Значення цих сил, віднесених до одиниці площі перерізу масиву, і береться умовно за значення напруг у ґрунті (лінія 2 на рис. 7.1, *a*).

Такий підхід виправданий тим, що розміри ґрунтових частинок істотно малі порівняно з розмірами площадок, через які передається на ґрунт тиск від споруд.

Напружений стан у якій-небудь точці ґрунтового масиву можна охарактеризувати сукупністю діючих у ній напруг.

У системі прямокутних координат напружений стан елементарного кубика зі сторонами, паралельними площинам координат (рис. 7.1, *б*), характеризується такими напругами: σ_z — вертикальна нормальна напруга; σ_y — горизонтальна нормальна напруга, що діє у напрямі осі y ; σ_x — горизонтальна нормальна напруга, що діє у напрямі осі x ; τ_{xy} , τ_{yx} — дотичні напруги, що діють по гранях, паралельних осі z , однакові між собою відповідно до правила «парності напруг»; τ_{zx} , τ_{xz} — однакові дотичні напруги, що діють по гранях, паралельних осі y ; τ_{yz} , τ_{zy} — однакові дотичні напруги, що діють по гранях, паралельних осі x .

Якщо навантаження розподілене по смузі (теоретично нескінченної довжини), то така задача має назву *двовимірної, або плоскої, задачі*. У цьому випадку складові напруг змінюються тільки в напрямках осей координат z , y , зберігаючи постійне значення у напрямі осі x .

У випадку дії навантаження, розподіленого по площадці, що має обмежені розміри в усіх напрямках, напружений стан масиву ґрунту характеризується зміною складових напруг у напря-

мах трьох осей координат. На відміну від плоскої тривимірної задача в теорії напруг називається *просторовою*.

У класичній механіці ґрунтів для визначення напруг у ґрунтах застосовують математичну теорію пружності. Відомо, що для застосування висновків цієї теорії до будь-якого тіла необхідне додержання лінійної залежності між напругами і деформаціями або підпорядкування матеріалу тіла математичній залежності, аналогічній закону Гука. При цьому наявність властивості пружних тіл повністю відновлювати свою форму після розвантаження абсолютно не обов'язкова, якщо тільки мова йде про одноразове навантаження. За таких умов звичайно застосовують не теорію пружності, а теорію лінійно деформованого середовища.

Таким чином, у теорії лінійно деформованого середовища використовують ті самі математичні залежності, що і в теорії пружності, але на відміну від останньої в ній розглядають непружні лінійно деформовані тіла при одноразовому їх навантаженні.

Для використання одержаних розв'язань для ґрунтів необхідно прийняти деякі припущення і обмеження.

Залежність між напругою і деформацією для ґрунтів, взагалі кажучи, нелінійна, особливо при великих навантаженнях, але можна припустити, що існує інтервал навантажень, у межах якого ґрунт можна вважати лінійно деформованим.

Через зернистість ґрунту визначити фактичну напругу в будь-якій точці масиву неможливо. Тому доводиться обмежитися визначенням середньої інтенсивності напруги, приймаючи умовно ґрунт за суцільне тіло.

Припускають також, що ґрунт є однорідним і ізотропним тілом, яке має однакові властивості в усіх напрямках.

За цих умов, а також при одноразовому навантаженні можна використати розв'язання теорії пружності для визначення напруг у ґрунтах.

Слід підкреслити, що теорія пружності не дозволяє відобразити процес деформації ґрунту в часі.

7.3. ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУГ У МАСИВІ ҐРУНТУ ПРИ ДІЇ ЗОВНІШНІХ НАВАНТАЖЕНЬ

Дія вертикальної зосередженої сили (основна задача). У 1885 р. французьким вченим Ж. Буссінеском була розв'язана задача про розподілення напруг у ґрунті при дії зосередженої сили. Задача має теоретичний і прикладний характер.

Ґрунт у цій задачі уявляється однорідним, ізотропним, лінійно деформованим напівпростором, що має нескінченне поширення по глибині і по площі.

Розглянемо дію вертикальної зосередженої сили F , прикладеної у точці O до горизонтальної площини, що є поверхнею лінійно деформованого напівпростору (рис. 7.2, а). Під дією цієї

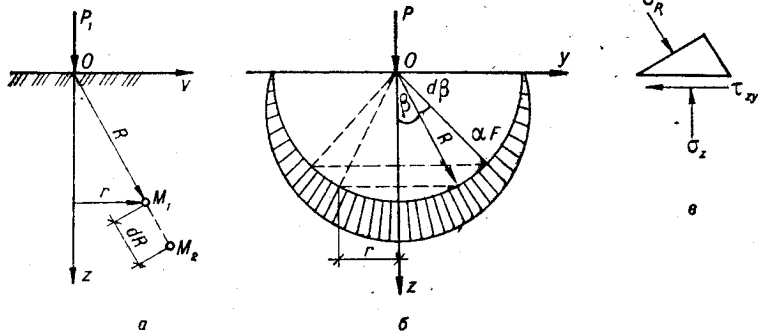


Рис. 7.2. Схеми дії сил:

а — схема дії зосередженої сили; б — розподіл напруги на півкульовій поверхні; в — дія напруги в точці M_1 .

сили в усіх точках напівпростору виникає складний напружений стан. У загальному випадку в кожній точці буде діяти шість складових напруг (рис. 7.1, б). Найбільше практичне значення мають напруги, що діють на площадках, паралельних поверхні напівпростору: σ_z , τ_{zy} і τ_{zx} .

Візьмемо довільну точку M_1 на глибині z і визначимо її у полярних координатах. Зрозуміло, що переміщення елементарного об'єму ґрунту в цій точці під дією сили F буде тим меншим, чим далі вона розташована від точки прикладення сили, тобто обернено пропорційним радіусу R . У той же час при одному й тому ж значенні R переміщення точок будуть неоднаковими при різних значеннях кута β . Переміщення точки M_1 будуть максимальними, якщо кут β дорівнює нулю (на осі z). При збільшенні кута β переміщення зменшуються і на поверхні ґрунту дорівнюють нулю ($\beta = 90^\circ$).

У зв'язку з цим можна припустити, що переміщення точки M_1 у напрямі радіуса, виключаючи зону біля точки прикладення сили F , дорівнює

$$S_1 = A \frac{\cos \beta}{R}, \quad (7.1)$$

де A — коефіцієнт пропорційності.

Ця залежність задовольняє граничні умови.

Розглянемо тепер точку M_2 , яка знаходиться на відстані dR від точки M_1 . Переміщення для точки M_2 .

$$S_2 = A \frac{\cos \beta}{R + dR}. \quad (7.2)$$

Тоді відносна деформація ґрунту на відрізкові $M_1 - M_2$

$$\epsilon_R = \frac{S_1 - S_2}{dR} = \frac{A \cos \beta}{dR} \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R + dR} \right) = \frac{A \cos \beta}{R^2 + RdR}.$$

Нехтуючи величиною RdR , незрівнянно меншою, ніж R^2 , одержимо

$$\epsilon_R = A \frac{\cos \beta}{R^2}. \quad (7.3)$$

Згідно з законом Гука, радіальна напруга

$$\sigma_R = \epsilon_R B, \quad (7.4)$$

де B — коефіцієнт пропорційності між напругами і деформаціями.

Після підстановки виразу (7.3) у (7.4) одержимо

$$\sigma_R = AB \frac{\cos \beta}{R^2}. \quad (7.5)$$

Для визначення добутку коефіцієнтів A та B умовно відсічемо частину напівпростору півкульовою поверхнею (рис. 7.2, б). Складемо рівняння проєкцій на ось z усіх сил, що діють на відсічений елемент, для невагомго середовища. Тоді

$$P - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_R \cos \beta dF = 0, \quad (7.6)$$

де dF — поверхня елементарного кульового поясу, яка дорівнює

$$dF = 2\pi (R \sin \beta) (R d\beta).$$

Підставляючи вираз для dF в (7.6), одержимо після інтегрування і підстановки меж інтегрування

$$P - \frac{2}{3} AB\pi = 0.$$

Звідси добуток невідомих коефіцієнтів

$$AB = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi}. \quad (7.7)$$

Підставляючи вираз (7.7) у (7.5), одержимо

$$\sigma_R = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi} \frac{\cos \beta}{R^2}. \quad (7.8)$$

Напруга σ_R діє на похилу площадку dF .

Розглядаючи рівновагу елементарної трикутної призми (рис. 7.2, в), складемо рівняння проєкцій усіх сил на вертикальну вісь:

$$\sigma_z dF / \cos \beta - \sigma_R \cos \beta dF = 0.$$

Після підстановки сюди значення σ_R з виразу (7.8) одержимо формулу для визначення вертикальної напруги

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{R^2} \cos^3 \beta.$$

Оскільки $\cos \beta = z/R$ (див. рис. 7.2, а), то

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} P \frac{z^3}{R^5}.$$

Враховуючи, що $R^2 = r^2 + z^2$, одержимо

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}, \quad (7.9)$$

де

$$K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}. \quad (7.10)$$

Аналогічно знаходимо дотичні напруги:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{zy} &= K \frac{P}{y \cdot z}; \\ \tau_{zx} &= K \frac{P}{x \cdot z}. \end{aligned} \right\} \quad (7.11)$$

Значення коефіцієнта K можна знайти в таблицях залежно від співвідношення r/z .

Якщо на поверхні масиву прикладено кілька зосереджених сил, то, виходячи з принципу незалежності дії сил, стискуючу напругу для горизонтальних площадок, паралельних обмежуючій площині, можна визначити простим підсумовуванням (рис. 7.3):

$$\sigma_z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + K_3 \frac{P_3}{z^2}, \quad (7.12)$$

де коефіцієнти K_i залежать від співвідношення r_i/z .

Визначивши значення напруг в окремих точках масиву, можна побудувати епюри напруг (рис. 7.4).

Якщо розглядати характер зміни стискуючих напруг σ_z по глибині на продовженні лінії дії сили P (рис. 7.4, а), можна побачити, що напруги зменшуються з глибиною за нелінійним законом, наближаючись до нуля. При цьому в районі безпосереднього контакту сили P з ґрунтом спостерігається незначна за розмірами зона, де теоретичні вирази для визначення напруги не можуть бути використані через великі значення напруг, що значно перевищують міцність ґрунту.

Якщо розглядати характер зміни напруг по глибині на деякій відстані r (рис. 7.4, б), то можна одержати епюру, у якій через розсіювання напруг максимальне значення σ_z може бути одержане на деякій глибині від поверхні з наступним затуханням.

Визначаючи зміни напруги при віддаленні від лінії дії сили в боки, будують епюри для незмінної глибини (рис. 7.4, в).

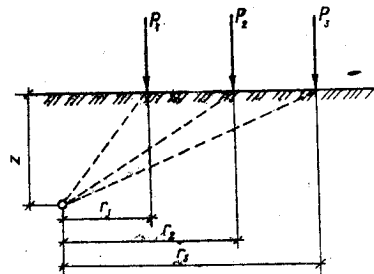


Рис. 7.3. Схема дії кількох зосереджених сил

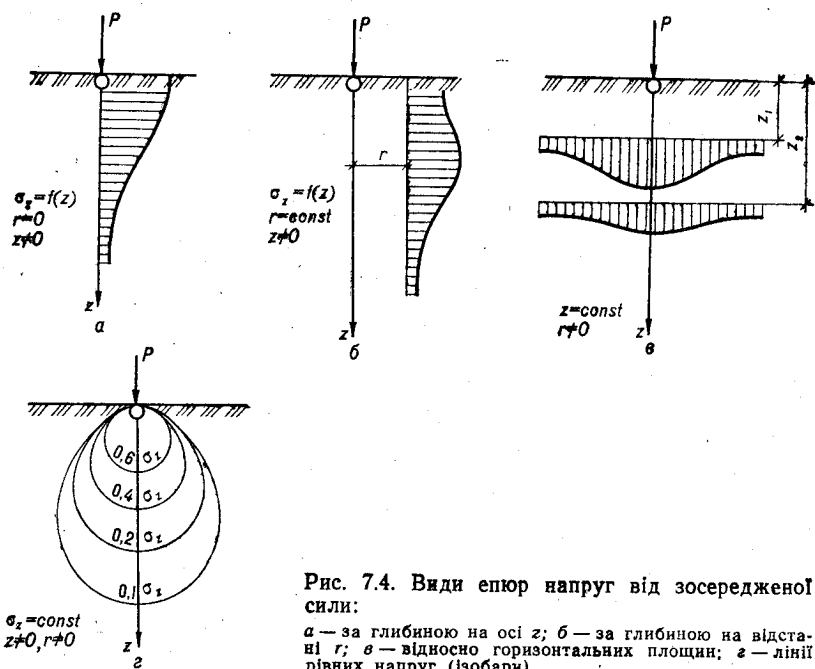


Рис. 7.4. Види епюр напруг від зосередженої сили:

а — за глибиною на осі z ; б — за глибиною на відстані r ; в — відносно горизонтальних площин; z — лінії рівних напруг (ізобари)

Максимальне значення напруга має по осі z і зменшується за криволінійним законом при віддаленні від цієї осі. Чим глибше розміщена горизонтальна площина, тим менші максимальне значення напруг і криволінійність епюри.

Для визначення розміщення в ґрунті зони з однаковим напруженим станом будують лінії однакових напруг (ізобари), з'єднуючи точки з однаковими значеннями напруг (рис. 7.4, в).

Дія місцевого рівномірно розподіленого навантаження. У дійсних умовах роботи споруд навантаження на ґрунт не передаються у вигляді зосереджених сил, а розподіляються по площадках обмежених розмірів.

У випадку прямокутної площадки і рівномірно розподіленого навантаження розв'язання в кінцевій формі є тільки для визначення вертикальних нормальних напруг у точках, які розміщуються на вертикалях, що проходять через центр площадки і її кути.

Найпростіше рішення одержано А. Ляв у 1935 р.

Стискуюча напруга для кутових точок

$$\sigma_{z0} = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{lbz}{D} \frac{l^2 + b^2 + 2z^2}{D^2z^2 + l^2b^2} + \arcsin \left(\frac{lb}{\sqrt{l^2 + z^2} \sqrt{b^2 + z^2}} \right) \right], \quad (7.13)$$

де $(D/2)^2 = l^2 + b^2 + z^2 = r^2$.

Аналогічно визначають напругу σ_{z0} під центром завантаженого прямокутника.

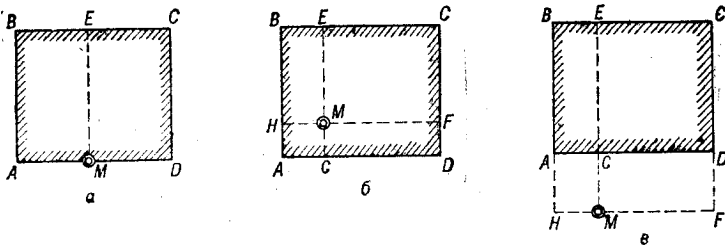


Рис. 7.5. Схеми розподілу прямокутної площадки при визначенні напруг за методом кутових точок:

a — точка на контурі площадки; *б* — точка всередині площадки; *в* — точка зовні площадки

Для полегшення розрахунків ці формули приводять до вигляду

$$\sigma_{zc} = K_c p; \quad (7.14)$$

$$\sigma_{zo} = K_o p, \quad (7.15)$$

де K_c і K_o — кутові коефіцієнти, які можна знайти в СНиП 2.02.01-83 залежно від співвідношень $2z/b$ і l/b ; p — інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження.

Використовуючи кутові коефіцієнти, можна визначити стискуючу напругу на вертикалі, яка проходить через будь-яку точку прямокутника. Цей метод має назву методу кутових точок. Суть його в тому, що вантажну площу розбивають на такі прямокутники, для яких точка, через яку проходить вертикаль, є кутовою. Тоді стискуюча напруга в цій точці буде дорівнювати алгебраїчній сумі напруг від прямокутних площ навантаження, для яких ця точка є кутовою.

Розглянемо три основних випадки застосування методу кутових точок для визначення стискуючої напруги (рис. 7.5): 1) точка M лежить на контурі прямокутника зовнішнього тиску; 2) точка M розміщується всередині прямокутника тиску; 3) точка M розташована зовні прямокутника тиску. У першому випадку σ_z в точці M визначають як суму кутових напруг від дії навантаження по прямокутниках $MABE$ і $MEDC$:

$$\sigma_z = (K_{MABE} + K_{MEDC}) p. \quad (7.16)$$

Аналогічно одержимо:
для другого випадку

$$\sigma_z = (K_{MHAQ} + K_{MHBCE} + K_{MECF} + K_{MFDQ}) p; \quad (7.17)$$

для третього випадку

$$\sigma_z = (K_{MHBCE} + K_{MECF} - K_{MHAQ} - K_{MFDQ}) p. \quad (7.18)$$

Розподіл напруг від навантаження, що діє по смузі. Раніше були розглянуті випадки, коли напруги змінюються в усіх трьох напрямках осей координат. Якщо ж навантаження p розподілене

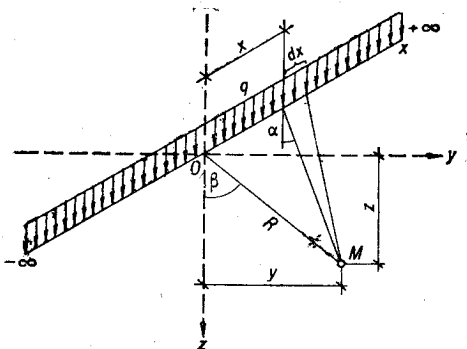


Рис. 7.6. Схема дії лінійного навантаження

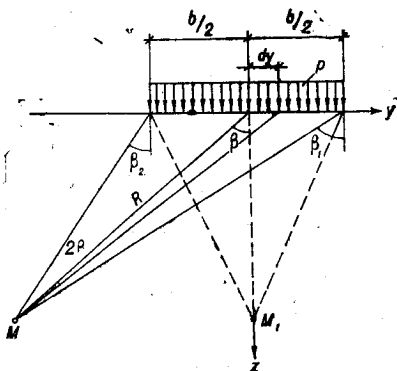


Рис. 7.7. Схема дії навантаження смугою

по нескінченній смузі і величина його вздовж смуги не змінюється, то для оцінки напруженого стану масиву достатньо дослідити розподіл напруг у будь-якому перерізі масиву. Як було зазначено, така задача має назву плоскої. Її широко застосовують у практиці.

Практично задача може бути розглянута як плоска, якщо довжина фундаменту в 10 і більше разів перевищує його ширину. У плоскій задачі доводиться мати справу тільки з трьома складовими напруг: двома нормальними σ_z і σ_y та одним дотичним $\tau = \tau_{xy} = \tau_{yz}$ (рис. 7.1, б).

Вихідними для розв'язання плоскої задачі є вирази для напруг, що виникають від дії елементарних зосереджених сил, рівномірно розподілених уздовж прямої лінії (рис. 7.6). Формули для складових напруг від лінійного навантаження мають такий вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{2 qz^3}{\pi R^4} = \frac{2 q}{\pi} \cdot \frac{\cos^3 \beta}{R}; \\ \sigma_y &= \frac{2 qyz^2}{\pi R^4} = \frac{2 q}{\pi} \cdot \frac{\sin^2 \beta \cos \beta}{R}; \\ \tau &= \frac{2 qyz^2}{\pi R^4} = \frac{2 q}{\pi} \cdot \frac{\sin \beta \cos^2 \beta}{R}. \end{aligned} \right\} \quad (7.19)$$

де q — інтенсивність лінійного навантаження.

При розв'язанні плоскої задачі найбільше значення має результат у випадку рівномірно розподіленого навантаження, що діє вздовж смуги (рис. 7.7).

Для одержання цього розв'язання можна використати формули для визначення напруг від лінійного навантаження. Навантаження на нескінченно малий елемент навантаженої ділянки dy буде дорівнювати $dp = p dy$, де $dy = \frac{Rd\beta}{\cos \beta}$, і, виходячи з

цього, $dp = \frac{PRd\beta}{\cos \beta}$.

Приймаючи це елементарне навантаження за зосереджену силу в умовах плоскої задачі і інтегруючи вздовж ширини смуги, одержимо формули для складових напруг від навантаження, рівномірно розподіленого по смузі:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{P}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\mp \beta_2) - \frac{1}{2} \sin (\mp 2\beta_2) \right]; \\ \sigma_y &= \frac{P}{\pi} \left[\beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm \beta_2) + \frac{1}{2} \sin (\mp 2\beta_2) \right]; \\ \tau &= \frac{P}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1). \end{aligned} \right\} \quad (7.20)$$

Значення кута β_2 береться із знаком плюс для точок, які розміщуються за вертикалями, проведеними через кінець смуги, із знаком мінус для точок, розташованих між цими вертикалями.

Для точок (наприклад, точка M), що лежать вздовж вертикальної осі симетрії завантаженої смуги, формули (7.20) спрощуються, тому що в цьому випадку $\beta_1 = -\beta_2 = \beta$.

Через симетрію навантажень складові напруги збігаються з головними:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_2 &= \sigma_1 = \frac{P}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta); \\ \sigma_y &= \sigma_2 = \frac{P}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta); \\ \tau &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7.21)$$

Аналіз формул (7.21) свідчить, що вони мають і більш загальне значення, оскільки визначають головні нормальні напруги в довільній точці масиву, що лінійно деформується. Напрямок головних напруг σ_1 і σ_2 для довільної точки збігається з напрямком бісектриси кута видимості для вибраної точки 2β і перпендикулярним до нього. Розміщення еліпсів головних напруг для цього випадку показано на рис. 7.8.

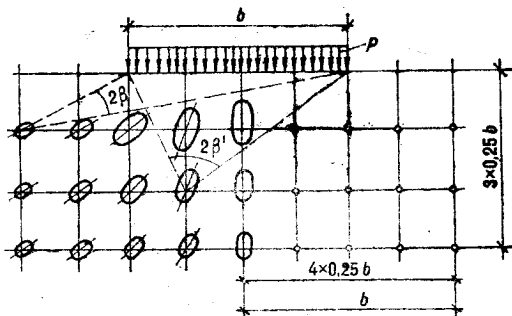


Рис. 7.8. Еліпси головних напруг

7.4. РОЗПОДІЛ НАПРУГ ВІД ВЛАСНОЇ ВАГИ ГРУНТУ

Вертикальні напруги, що виникають у ґрунтовому масиві від власної ваги ґрунту, приймаються зростаючими пропорційно глибині шару, який розглядається. У зв'язку з цим епюра напруг по глибині однорідного шару ґрунту матиме вигляд три-

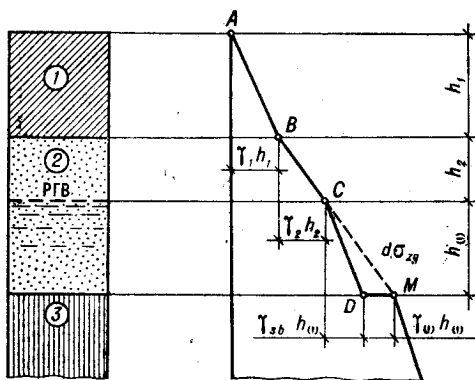


Рис. 7.9. Схема розподілу напруг від власної ваги ґрунту:

1 — супісок; 2 — пісок; 3 — глина водотривка

кутника, а при кількох неоднакових шарах буде зображена ламаною лінією, як показано на рис. 7.9 (лінія $ABCD$).

Вертикальна напруга на глибині z

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (7.22)$$

де n — кількість різних шарів ґрунту від поверхні до глибини z ; γ_i — питома вага ґрунту у i -му шарі; h_i — товщина i -го шару ґрунту.

У шарах, розташованих нижче рівня ґрунтової води, питома вага для всіх видів водопроникних ґрунтів приймається зменшеною за рахунок виважуючої дії води і обчислюється за формулою

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 1}{1 + e}, \quad (7.23)$$

де γ_s — питома вага частинок ґрунту; e — коефіцієнт пористості ґрунту.

При наявності водонепрохідного шару ґрунту на рівні його поверхні епюра буде мати горизонтальну ділянку, яка дорівнює

$$d\sigma_{zg} = \gamma_w h_w, \quad (7.24)$$

де γ_w — питома вага води; h_w — товщина шару води.

Горизонтальні напруги, що виникають від тиску власної ваги ґрунту, визначають з допомогою виразу

$$\sigma_{yg} = \sigma_{xy} = \xi \sigma_{zg}, \quad (7.25)$$

де ξ — коефіцієнт бічного тиску ґрунту.

7.5. ВПЛИВ НЕОДНОРІДНОСТІ І АНІЗОТРОПІЇ НА РОЗПОДІЛ НАПРУГ В ОСНОВАХ

У природі практично не існує таких ґрунтів, які б повністю відповідали вимогам теорії лінійного деформування. Всупереч прийнятним припущенням, ґрунт найчастіше має властивості анізотропії (відмінність властивостей у вертикальному і горизонтальному напрямках) та неоднорідності.

Для раціонального проектування фундаментів необхідно якнайточніше враховувати невідповідність теоретичних припущень реальній роботі ґрунту. Точні методи врахування анізотропії і

неоднорідності дуже складні, тому звичайно використовують приблизні.

Якщо відомі значення модулів деформації ґрунту у вертикальному і горизонтальному напрямках (відповідно E_z і E_y), можна визначити коефіцієнт, що враховує анізотропні властивості ґрунту:

$$K = \sqrt{E_y/E_z}. \quad (7.26)$$

Вертикальна напруга з урахуванням анізотропії

$$\sigma'_z = \sigma_z/K, \quad (7.27)$$

де σ_z — вертикальна напруга, одержана для однорідного ґрунту.

На рис. 7.10 показана схема впливу анізотропії на вигляд епюр вертикальних напруг уздовж осі навантаження у вигляді смуги. Для пояснення одержаних епюр розглянемо вирази (7.26), (7.27).

Якщо модуль загальної деформації більший у вертикальному напрямі $E_z > E_y$, то $K < 1$ і $\sigma'_z > \sigma_z$. Спостерігається концентрація напруг, вони повільніше зменшуються з глибиною (епюра 3 на рис. 7.10).

Якщо модуль загальної деформації більший у горизонтальному напрямі $E > E_z$, то $K > 1$ і $\sigma'_z < \sigma_z$. Спостерігається розсіювання напруг і вони швидше зменшуються з глибиною, ніж у однорідному ґрунті (епюра 2 на рис. 7.10).

Розглянемо вплив неоднорідності на прикладі двошарової основи (рис. 7.11). Можливі такі варіанти залягання під несучим шаром основи підстильного шару:

1. Ґрунт однорідний, підстильний шар відсутній або має однакові властивості з несучим шаром ($E_1 = E_2$). Епюра стискуючих напруг збігається з теоретичною (епюра 1 на рис. 7.11).

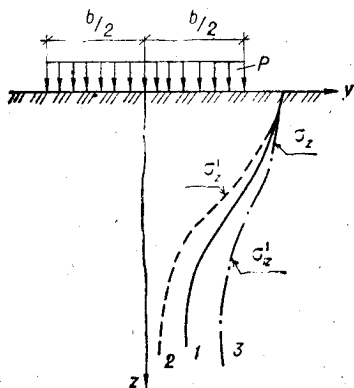


Рис. 7.10. Схема впливу анізотропії на вигляд епюр вертикальних напруг:

1 — епюра для однорідного ґрунту; 2 — епюра при $E_z < E_y$; 3 — епюра при $E_z > E_y$

9*

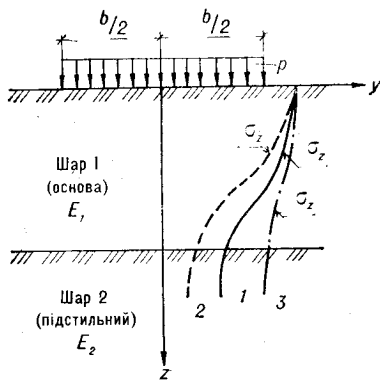


Рис. 7.11. Схема впливу неоднорідності ґрунту на вигляд епюр вертикальних напруг:

1 — епюра для однорідного ґрунту; 2 — епюра при $E_1 < E_2$; 3 — епюра при $E_1 > E_2$

2. Підстильний шар слабкіший за несучий ($E_1 > E_2$). Відбувається загасання напруг по глибині (епюра 2 на рис. 7.11).

3. Підстильний шар набагато міцніший за несучий ($E_2 > E_1$). Відбувається концентрація напруг у межах несучого шару (епюра 3 на рис. 7.11).

7.6. РОЗПОДІЛ НАПРУГ ПО ПІДОШВІ ФУНДАМЕНТІВ

Питання про розподіл напруг по підшві споруд має велике практичне значення.

Якщо відомий реактивний тиск по підшві фундаменту, який звичайно називають контактним, то без особливих зусиль можна знайти величину розрахункових згинальних моментів і перерізуючих сил у тілі фундаменту з допомогою звичайних рівнянь статyki.

Найпростіше розв'язання цієї задачі можна одержати у випадку так званого абсолютно гнучкого фундаменту, прикладом якого можуть бути піщані подушки і насипи. Підшва такої споруди переміщується слідом за деформацією поверхні навантаженого масиву, як це зображено на рис. 7.12, а. При дії рівномірно розподіленого навантаження найбільші вертикальні напруги виникають під центром завантаженої площадки, внаслідок чого поверхня ґрунту одержує найбільше осідання в центрі, а найменше — в куткових точках навантаження, тобто спостерігається «чаша осідання».

Якщо ж при деформації основи форма підшви фундаменту не змінюється, він вважається жорстким. При однаковому зовнішньому навантаженні жорсткий фундамент має менше порівняно з гнучким осідання за рахунок перерозподілу напруг по підшві (рис. 7.12, б).

При вирівнюванні переміщень напруги в центрі фундаменту зменшуються, а по краях зростають, що підтверджує теорію лінійно деформівного середовища, одержану для жорстких штампів. Так, для абсолютно жорсткого круглого штампа, завантаженого рівномірно розподіленим навантаженням, теорія лінійно деформівного середовища пропонує для визначення вертикальних напруг по підшві штампа такий вираз:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\sqrt{1 - (r/R)^2}}, \quad (7.28)$$

де p — середнє значення тиску по підшві штампа; R — радіус штампа; r — відстань від центра штампа до точки, що розглядається.

Як впливає із виразу (7.28), мінімальне значення σ_z при $r=0$ дорівнює $p/2$. Максимальне значення σ_z одержимо при $r=R$, коли вертикальна напруга прямує до нескінченності.

Епюра має нескінченні величини напруг під краями штампа (має назву «вусатої», рис. 7.13, а). Але реальний ґрунт не може сприймати нескінченні напруги, тому він втрачає несучу здат-

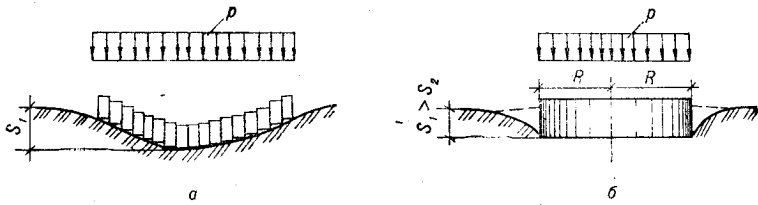


Рис. 7.12. Деформації поверхні ґрунту при дії рівномірно розподіленого навантаження:
 а — гнучкий фундамент; б — жорсткий круглий штамп

ність і відбувається перерозподіл напруг по контакту. Як показують безпосередні виміри контактних напруг, виконані з допомогою спеціальних приладів, фактичні напруги під краями фундаменту виявляються значно меншими за теоретичні, а сам вигляд епюр напруг залежить від величини навантаження, розмірів фундаменту і властивостей ґрунту. При великих розмірах фундаменту, незначних навантаженнях і щільних ґрунтах форма епюри сідлоподібна (рис. 7.13, б). Для ґрунтів середньої щільності, помірних навантажень і середніх розмірів фундаменту форма епюри параболічна (рис. 7.13, в). При незначних розмірах фундаменту, великих навантаженнях і слабких ґрунтах епюра має дзвоноподібну форму (рис. 7.13, г).

Як видно із зазначеного вище, одержати точну епюру контактних напруг досить складно, тому що у кожному конкретному випадку доводиться враховувати не тільки величину і характер навантаження, а також розміри і форму фундаменту, глибину його залягання, властивості ґрунту. Крім того, криволі-

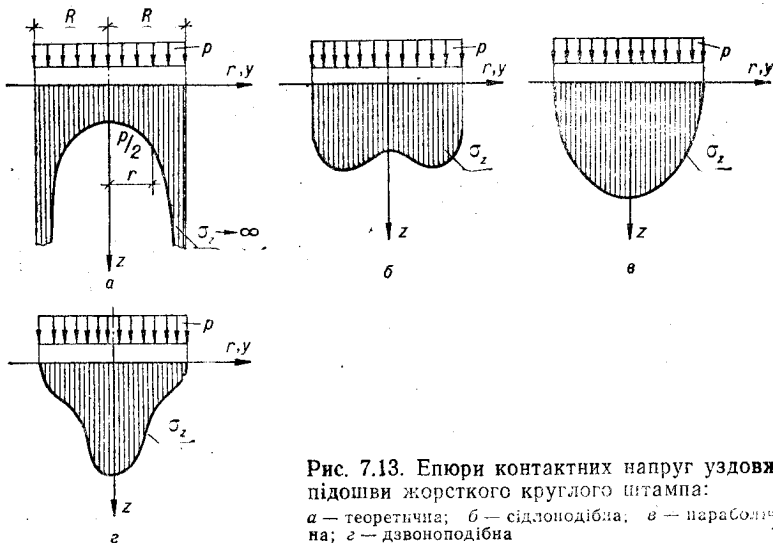


Рис. 7.13. Епюри контактних напруг уздовж підшови жорсткого круглого штамп:
 а — теоретична; б — сідлоподібна; в — параболічна; г — дзвоноподібна

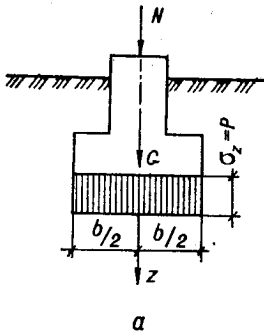
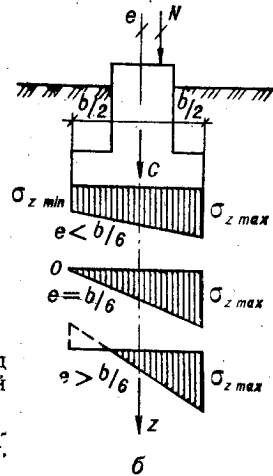


Рис. 7.14. Практичний вигляд епюр контактних напруг, який прийнято для розрахунків:
 а — для фундаменту, навантаженого центрально; б — для фундаменту, навантаженого позацентрово



нійна форма епюр незручна для розрахунків і розв'язання практичних задач.

Виходячи з практичного досвіду і численних досліджень, а також враховуючи те, що на глибинах, які перевищують ширину фундаменту, вплив перерозподілу контактних напруг по підшві майже не відчувається, епюри в більшості випадків вважають лінійними.

Для центрально навантаженого фундаменту еюра має вигляд прямокутника (рис. 7.14, а). Тиск під підшовою фундаменту дорівнює середній інтенсивності зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження і визначається за формулою

$$p = (N + G)/A, \quad (7.29)$$

де N — рівнодіюча зовнішніх вертикальних сил на обрізі фундаменту; G — вага фундаменту; A — площа підшви фундаменту.

Тиск на ґрунт під краями позацентрово навантаженого фундаменту визначають з виразу

$$\sigma_{z \max/\min} = \frac{N + G}{A} \pm \frac{M}{W}, \quad (7.30)$$

де M — момент зовнішніх сил відносно осі, яка проходить через центр ваги підшви фундаменту; W — момент опору підшви фундаменту відносно тієї ж осі.

Найчастіше фундамент має підшову у вигляді прямокутника шириною b і довжиною l . Ураховуючи те, що для прямокутника $W = \frac{bl^2}{6}$, а $A = bl$, одержимо

$$\sigma_{z \max/\min} = \frac{N + G}{bl} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right), \quad (7.31)$$

де e — ексцентриситет прикладення рівнодіючої навантаження від зовнішніх сил, $e = M/N$.

Формулу (7.31) можна використовувати тільки при ексцентриситеті $e \leq 1/6$.

На рис. 7.14, б показано епюри контактного тиску для позacentрового навантаження. У випадку, коли значення ексцентриситету менше за $1/6b$, епюра має вигляд трапеції, при ексцентриситеті $e = 1/6b$ — форму трикутника; якщо ж ексцентриситет більший за $1/6b$, відбувається частковий відрив підшви фундаменту від основи.

Як показала практика розрахунків, зміна криволінійних епюр на прямолінійні не приводить до суттєвих похибок при оцінці роботи основи.

7.7. МЕТОДИ ВИМІРЮВАННЯ НАПРУГ У ГРУНТАХ

Необхідність вимірювання напруг у ґрунтах виникає головним чином при вирішенні дослідницьких завдань, пов'язаних з вивченням тиску ґрунту на споруди або напруг у їх основах при складних епюрах розподілу навантаження.

Напруги вимірюють з допомогою приладів — динамометрів, які закладають у ґрунт або замурують у споруду на поверхні контакту з ґрунтом. Динамометрами або безпосередньо вимірюють діючий на них тиск, урівноважуючи його протидією стислого повітря чи води, або цей тиск вимірюють з допомогою попереднього тарування за величиною прогину їх мембрани, що вимірюється дистанційно. В найбільш поширених приладах останнього типу прогин мембрани оцінюють за показами наклеєних на неї дротяних тензометрів опору або за зміною натягу струни, прикріпленої до мембрани (акустичні динамометри).

Зараз найбільше поширення для вимірювання напруг у ґрунтах мають динамометри конструкції Д. С. Баранова.

Знаходячись у ґрунті, динамометр дає правильні показання тільки тоді, коли він не порушує поля напруг, що виникають у ґрунті під дією навантажень. Цю вимогу особливо необхідно задовольняти при вимірюванні напруг від короточасних навантажень, коли відхилення можуть виникнути за рахунок інерційного або в'язкого опору частин динамометра, які переміщуються під час деформування.

Динамометри, закладені у ґрунт, повинні відповідати таким основним вимогам:

розмір динамометра в плані має у кілька разів перевищувати величину структурних агрегатів ґрунту, щоб його покази осереднювали напруги по площі мембрани, а не визначали зосереджений тиск по окремих контактах;

висота динамометра повинна становити $0,1-0,065$ його діаметра:

умовний модуль деформації динамометра має бути близьким до модуля загальної деформації ґрунту у вимірюваному інтервалі напруг. Більша жорсткість динамометра порівняно до ґрунту дає меншу похибку у вимірюваннях;

мембрана приладу повинна переміщуватися паралельно до самої себе. У зв'язку із складністю виконання такої конструкції інколи використовують центруючі насадки, що дозволяє передавати увесь тиск у центр мембрани;

період власних коливань динамометра повинен бути, як мінімум, у 10 разів меншим, ніж тривалість дії вимірюваних навантажень;

якщо динамометри закладають у ґрунт на тривалий час, необхідна стабільність їх показань, водонепроникність, сталість кривої тарування, можливість дистанційного вимірювання.

Як правило, такого узгодження приладу з ґрунтом повністю досягти неможливо, тому в схемі закладення приладів у ґрунт повинна бути передбачена можливість одержання коригуючих коефіцієнтів для уточнювання результатів вимірювань, наприклад ряди динамометрів розташовують у одній площині і, порівнюючи об'єм одержаної епюри напруг до зовнішнього навантаження, визначають поправочний коефіцієнт приладів.

7.8. ВИДИ ДЕФОРМАЦІЙ ҐРУНТІВ І ПРИЧИНИ, ЯКІ ЇХ ЗУМОВЛЯЮТЬ

Велике значення для проектування фундаментів споруд має визначення деформації ґрунтів у основах. Надійність і довговічність споруд, власне кажучи, визначається не напругами в ґрунті (якщо вони не досягають граничних значень), а деформаціями основ.

Деформації ґрунтів основи складаються з пружних і залишкових:

$$S = S_{gp} + S_f. \quad (7.32)$$

Пружні деформації S_{gp} залежать від пружних властивостей мінеральних частинок і води в порах ґрунту, а також від характеру структурних зв'язків між частинками. Пружні деформації складають незначну частину в загальній величині осідання, і в більшості практичних розрахунків ними нехтують (за винятком розрахунків на динамічні навантаження). Тому в подальшому треба мати на увазі, що мова йде про залишкові деформації $S_f \approx S$.

В основах будівель і споруд головним чином виникає вертикальна деформація від зовнішнього навантаження, яка має назву *осідання*.

Повне осідання може бути визначене за таким виразом:

$$S_{gp} = S + S_{sw} + S_d, \quad (7.33)$$

де S — осідання за рахунок ущільнення ґрунту природної (непорушеної) структури; S_{sw} — осідання за рахунок впливу випливання дна котлована під час розробки (пружна віддача, набрякання); S_d — осідання за рахунок випадкових факторів руйнування ґрунту, в тому числі і виробничих.

Головною складовою частиною є осідання S . Складові S_{sw} і S_d залежать головним чином від способу виконання робіт при спорудженні фундаменту. Якщо спосіб виконання робіт вибраний правильно, вплив цих факторів практично не відчувається.

Залежно від фізичних причин виникнення розрізняють такі види деформацій:

осідання — викликається ущільненням ґрунту від дії зовнішніх навантажень і не супроводжується істотними змінами структури;

просідання — виникає через різні порушення природної структури ґрунту під час замочування або розмерзання;

набрякання — викликається розклинюючою дією зв'язаної води, що потрапляє в недостатньо зволожені щільні глини;

усадка — є результатом зменшення об'єму ґрунту під час випаровування надмірної кількості води;

осідання денної поверхні — викликається розробкою корисних копалин.

7.9. ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАННЯ ШАРУ ҐРУНТУ ПРИ СУЦІЛЬНОМУ НАВАНТАЖЕННІ (ОСНОВНА ЗАДАЧА)

Вважаємо, що шар ґрунту є однорідним, поширеним на нескінченну відстань по площі, має кінцеву товщину і розміщений на нестисливому підстильному шарі (рис. 7.15, а).

При стискуванні шару ґрунту суцільним розподіленим навантаженням буде відбуватися його ущільнення без можливості бічного розширення (компресійний стиск).

Можна передбачити, що після прикладення навантаження осідання відбудеться тільки за рахунок зменшення об'єму пор, а об'єм твердих частинок залишиться незмінним.

Виділимо в шарі масив з площею основи A і початковою висотою h_0 . Прирівняємо об'єм мінеральних частинок до прикладення навантаження і після стискування:

$$\frac{1}{1+e_0} Ah_0 = \frac{1}{1+e_1} Ah_1, \quad (7.34)$$

де e_0 і e_1 — коефіцієнти пористості відповідно до навантаження і після нього (рис. 7.15, б).

Скоротивши обидві частини рівняння на A , і розв'язавши його відносно h_1 , одержимо

$$h_1 = h_0 \frac{1+e_1}{1+e_0}. \quad (7.35)$$

Осідання шару ґрунту дорівнює різниці між його початковою і кінцевою висотою

$$S = h_0 - h_1 = h_0 \left(\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \right). \quad (7.36)$$

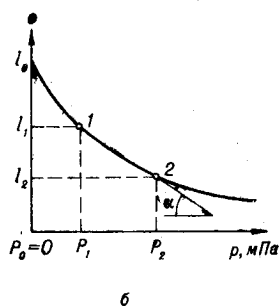
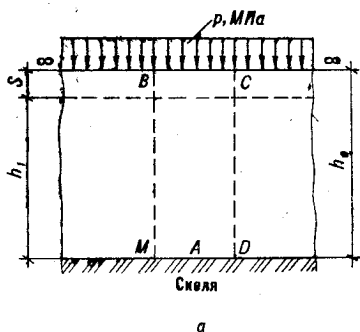


Рис. 7.15. Схема до визначення осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні:
 а — схема навантаження; б — компресійна крива

Ураховуючи, що для інтервалу $p_0 - p_1$ відповідно до закону ущільнення $e_0 - e_1 = m_0 p$, одержимо

$$S = h_0 \frac{m_0 p}{1 + e_0}, \quad (7.37)$$

де m_0 — коефіцієнт ущільнення.

Але $m_v = m_0 / (1 + e_0)$ — коефіцієнт відносного ущільнення. Тоді осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні

$$S = h_0 m_v p. \quad (7.38)$$

Ураховуючи, що $m_v = \beta / E$ (де β — коефіцієнт бічного розширення; E — модуль загальної деформації), одержимо

$$S = h_0 \frac{\beta}{E} p. \quad (7.39)$$

Виразами (7.37), (7.38) можна користуватися для розрахунків осідань фундаментів, якщо загальна товщина стисливих ґрунтів менша за чверть ширини площі завантаження або підшви фундаменту.

7.10. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ МЕТОДОМ ПОШАРОВОГО ПІДСУМОВУВАННЯ

В основу методу пошарового підсумовування покладено такі припущення:

ґрунт є суцільним, ізотропним лінійно деформівним тілом; осідання викликане тільки дією вертикальної напруги σ_z , інші складові напруг не враховуються;

бічне розширення ґрунту в основі неможливе;

напругу σ_z визначають під центром підшви фундаменту;

при визначенні напруги σ_z відмінністю в стискуванні окремих шарів ґрунтів нехтують;

фундаменти не мають жорсткості;

деформації розглядаються тільки в межах товщі, що стискується, H_c ;

бічне розширення ґрунту враховується коефіцієнтом β , який дорівнює 0,8 незалежно від виду ґрунту.

Внаслідок складності визначення закону зменшення напруг по глибині ґрунтову товщу розбивають на ряд шарів, у межах яких тиск можна вважати постійним без великої похибки. Тоді загальне осідання можна визначити з виразу для елементарного шару (7.36), підсумовуючи осідання окремих шарів у межах товщі, що стискується.

Метод пошарового підсумовування рекомендований СНиП 2.02.01-83 як головний для практичних розрахунків.

На рис. 7.16 показана схема до визначення осідання методом пошарового підсумовування. Умовні позначення такі: DL — позначка планування; NL — позначка поверхні природного рельєфу; FL — позначка підшови фундаменту; BC — нижня межа товщі, що стискується; d і d_p — глибини закладення підшови фундаменту від рівня природного рельєфу і рівня планування; p — середній тиск під підшовою фундаменту; N — рівнодіюча зовнішніх вертикальних сил на обрізі фундаменту.

Розрахунок виконують у такому порядку:

1. На геологічний розріз наносять контур фундаменту.
2. Будують епіюру напруг σ_{zg} від власної ваги ґрунту (див. п. 7.4).
3. Визначають тиск p , який діє по підшві фундаменту (див. п. 7.6).
4. Визначають додатковий тиск на рівні підшови фундаменту:

$$p_0 = \sigma_{zp_0} = p - \sigma_{zg_0}, \quad (7.40)$$

де σ_{zg_0} — природний тиск на рівні підшови фундаменту.

5. Розбивають товщу нижче підшови фундаменту на окремі шари товщиною $z=0,4b$ (для полегшення інтерполяції).

6. Визначають коефіцієнти згасання напруг по глибині α залежно від глибини z і співвідношення l/b , де l — довший бік фундаменту.

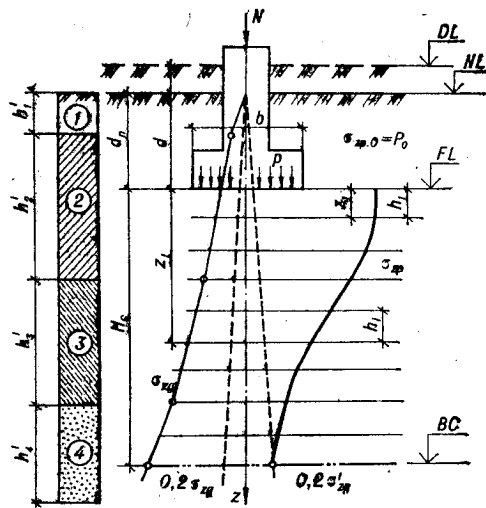


Рис. 7.16. Схема до визначення осідання за методом пошарового підсумовування

7. Будують епюру додаткових вертикальних напруг $\sigma_{zp} = \alpha \sigma_{zpo}$.

8. Визначають нижню межу товщі, що стискується. На рівні цієї межі додатковий тиск у п'ять разів менший за природний:

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$$

Для графічного визначення нижньої межі товщі, що стискується, епюру природного тиску зменшують у п'ять разів і дзеркально відкладають з того боку осі z , де побудована епюра σ_{zp} . Точка перетину епюр визначає нижню межу товщі, що стискується.

Для слабких ґрунтів ($E < 5$ МПа) на нижній межі товщі, що стискується, повинна виконуватися умова $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}$. Загальне осідання визначають як суму осідань окремих елементарних шарів з виразу

$$S = \beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}, \quad (7.41)$$

де σ_{zpi} — середнє значення додаткового тиску в i -му елементарному шарі; h_i , E_i — відповідно товщина і модуль деформації i -го шару ґрунту; n — кількість елементарних шарів у межах товщі, що стискується.

7.11. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ МЕТОДОМ ЕКВІВАЛЕНТНОГО ШАРУ ҐРУНТУ І НАБЛИЖЕНИМ МЕТОДОМ

Метод еквівалентного шару ґрунту був запропонований для розрахунків осідань професором М. О. Цитовичем у 1934 р.

Головні припущення методу полягають у тому, що основу розглядають як лінійно деформівний напівпростір, у якому деформації прямо пропорційні напругам і можуть бути визначені з допомогою теорії пружності.

Під еквівалентним шаром ґрунту розуміють товщину такого шару ґрунту, осідання якого в умовах неможливості бічного розширення було б рівновелике осіданню фундаменту конкретних розмірів, виведеного на напівпросторі і підрахованого з урахуванням можливості бічного розширення.

Товщину еквівалентного шару ґрунту позначимо h_e .

Для шару скінченної товщини (рис. 7.17, а) осідання можна визначити з допомогою формули (7.39), приймаючи, що висота шару дорівнює h_e :

$$S = h_e \frac{\beta}{E} p. \quad (7.42)$$

Для фундаменту скінченних розмірів, які передають навантаження на пружний напівпростір, можна визначити осідання з допомогою формули Шлейхера:

$$S = \omega b (1 - \nu_0^2) (p/E), \quad (7.43)$$

де ω — коефіцієнт, що залежить від форми фундаменту; b — ширина фундаменту; ν_0 — коефіцієнт Пуассона.

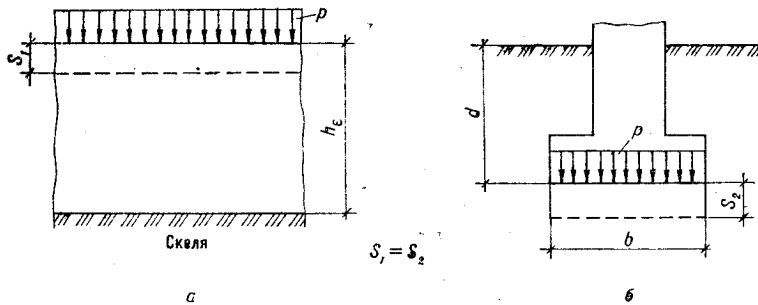


Рис. 7.17. Схема для визначення осідання методом еквівалентного шару:

a — еквівалентний шар ґрунту; *b* — фундамент споруди

Прирівнюємо між собою вирази (7.42) і (7.43) і замість коефіцієнта бічного розширення β запишемо його вираз через коефіцієнт Пуассона:

$$\beta = 1 - \frac{2\nu_0^2}{1 - \nu_0} \quad (7.44)$$

Після алгебраїчних перетворень одержимо

$$h_e = \frac{(1 - \nu_0)^2}{1 - 2\nu_0} \omega b \quad (7.45)$$

Позначивши

$$A = \frac{(1 - \nu_0)^2}{1 - 2\nu_0} \quad (7.46)$$

одержимо

$$h_e = A \omega b \quad (7.47)$$

Необхідно звернути увагу на те, що висота еквівалентного шару не залежить від навантаження p , модуля деформації E і визначається формою, розмірами фундаменту, а також значенням коефіцієнта Пуассона ґрунту.

Добуток $A\omega$ у формулі (7.47) має назву *коефіцієнта еквівалентного шару* і визначається з допомогою спеціальних таблиць.

Після одержання значення висоти еквівалентного шару осідання фундаменту визначають з допомогою виразу (7.42) або за формулою

$$S = h_e m_v p \quad (7.48)$$

де m_v — коефіцієнт відносного ущільнення.

Для приблизного визначення осідання фундаменту можна використати спосіб професора І. О. Розенфельда, відповідно до якого

$$S = 1,44 \frac{\eta}{\eta + 1} \frac{(p - \sigma_{zg0}) b}{E_m} \quad (7.49)$$

де η — співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b$ (для стрічкового фундаменту $\eta = 10$); p — середній тиск по підшві фунда-

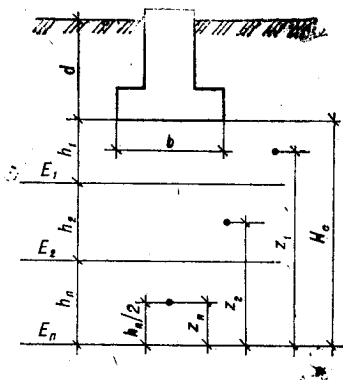


Рис. 7.18. Схема для визначення осередненого модуля загальної деформації при розрахунку осідання за методом І. О. Розенфельда

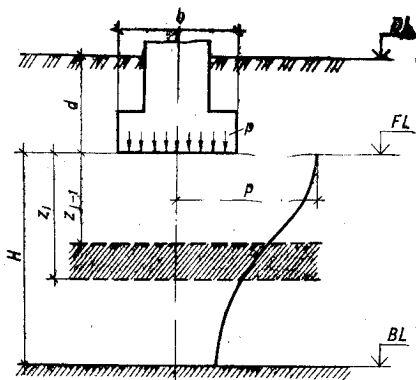


Рис. 7.19. Схема для розрахунку осідання лінійно-деформованого шару

менту; σ_{zgo} — природна напруга в ґрунті на рівні підшви фундаменту; E_m — середнє значення модуля деформації ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту.

На рис. 7.18 показана схема для визначення осередненого значення модуля загальної деформації E_m :

$$E_m = \frac{\sum_1^n E_i h_i z_i}{0,5 H_c^2}, \quad (7.50)$$

де E_i — модуль деформації i -го шару; h_i — товщина i -го шару; z_i — відстань від середини i -го шару до межі товщі ґрунту, що стискується; $H_c = Kb$ — потужність товщі, що стискується.

Значення коефіцієнта K залежить від співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b$ і змінюється від $2 (\eta = 1)$ до $5,5 (\eta \geq 10)$.

7.12. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ МЕТОДОМ ЛІНІЙНО ДЕФОРМІВНОГО ШАРУ

Розрахункова схема осідання лінійно деформівного шару подана на рис. 7.19. Цей метод розрахунку осідань застосовують у таких випадках:

якщо у межах товщі основи, що стискується, H_c залягає шар ґрунту з модулем деформації $E_1 > 100$ МПа завтовшки h_1 і виконується умова

$$h_1 \geq H_c (1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}), \quad (7.51)$$

де E_2 — модуль деформації підстильного шару ґрунту;

якщо ширина або діаметр фундаменту $b \geq 10$ м і модуль загальної деформації $E \geq 10$ МПа; у цьому випадку товщина ліній-

но деформівного шару H визначається за виразом

$$H = (H_0 + \psi b) K_p, \quad (7.52)$$

де H_0 та ψ приймають рівними для основ з пилувато-глинястих ґрунтів відповідно 9 м і 0,15, а для піщаних — 6 м і 0,1; K_p — коефіцієнт, який приймають при середньому тиску під подошвою фундаменту $p = 100$ кПа $K_p = 0,8$, а при $p = 500$ кПа $K_p = 1,2$; для проміжних значень p визначають за інтерполяцією.

Осідання основи фундаменту визначають з виразу

$$S = \frac{pb K_c}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (7.53)$$

де p — середній тиск під подошвою фундаменту (для $b < 10$ м приймають $p = p_0$, де $p_0 = p - \sigma_{z_{go}}$); K_c і K_m — коефіцієнти, які визначають з допомогою СНиП 2.02.01-83; n — кількість шарів, які відрізняються стисливістю в межах розрахункової потужності H шару, що стискується; K_i та K_{i-1} — коефіцієнти, які визначають з табл. 4 дод. 2 СНиП 2.02.01-83; E_i — модуль деформації i -го шару.

7.13. УРАХУВАННЯ ВПЛИВУ ЗАВАНТАЖЕННЯ СУСІДНІХ ФУНДАМЕНТІВ

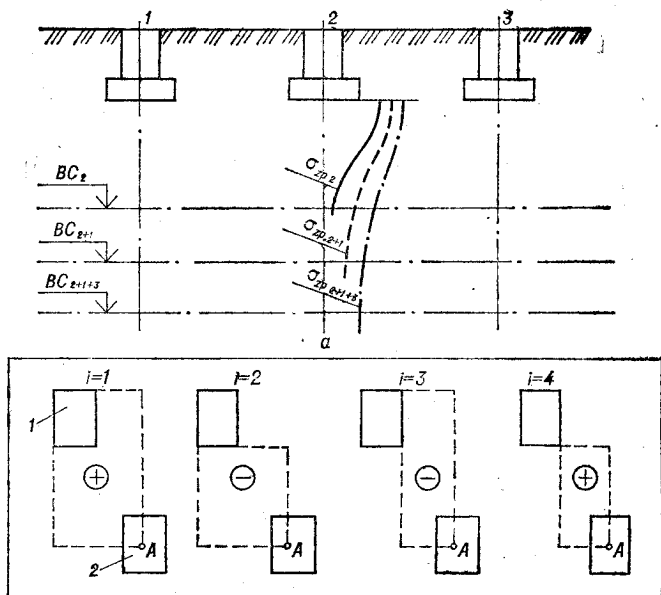
Якщо на близькій відстані від фундаменту, осідання якого розраховують, розташовані сусідні фундаменти, вони можуть впливати на величину осідання. Тому при розрахунку осідання потрібно побудувати спочатку епюру додаткових вертикальних напруг σ_{zp} для фундаменту, що розраховується. Потім визначають додаткові напруги, які виникають уздовж вертикалі, що проходить крізь центр подошви фундаменту, від впливу сусідніх фундаментів і будують сумарну епюру додаткових вертикальних напруг. На рис. 7.20, а показана схема побудування епюри додаткових напруг і розміщення меж товщі, що стискується. Видно, що збільшення кількості близько розташованих фундаментів приводить до зростання сумарної епюри додаткових напруг. Потужність товщі, що стискується, також зростає.

Додаткові вертикальні напруги від впливу сусідніх фундаментів $\sigma_{zp,a}$ можуть бути визначені з допомогою методу кутових точок. На рис. 7.20, б показана схема розміщення фіктивних фундаментів при визначенні додаткових напруг у точці А фундаменту 2 від фундаменту 1.

Величину $\sigma_{zp,a}$ визначають алгебраїчним підсумовуванням напруг $\sigma_{zp,ci}$ у кутових точках чотирьох фіктивних фундаментів з допомогою формули

$$\sigma_{zp,a} = \sum_{i=1}^n \sigma_{zp,ci}. \quad (7.54)$$

Знаки напруг $\sigma_{zp,ci}$ у формулі (7.54) під кутом i -го фундаменту приймають відповідно до схеми на рис. 7.20, б.



6

Рис. 7.20. Урахування впливу сусідніх фундаментів:

a — схема побудови епюр додаткових напруг і розміщення меж стисливої товщі; *б* — схема розташування фіктивних фундаментів при визначенні додаткових напруг у точці *A* від фундаменту; 1, 3 — фундаменти, що впливають на фундамент, який розраховують; 2 — фундамент, який розраховують

Якщо виникає необхідність урахування впливу кількох сусідніх фундаментів, для кожного з них з допомогою формули (7.54) визначають додаткову вертикальну напругу, а потім будують сумарну епюру σ_{zp} , яка враховує вплив усіх фундаментів. Після побудовання епюри розрахунок осідання можливо виконати методом пошарового підсумовування або іншими методами.

У виробничих будівлях, що мають підлогу, розміщену безпосередньо на ґрунті, при побудові епюри додаткових вертикальних напруг необхідно враховувати навантаження на підлогу

$$\sigma_{zp, nf} = \sigma_{zp} + q, \quad (7.55)$$

де q — інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження на підлогу.

7.14. ТЕОРІЯ ФІЛЬТРАЦІЙНОЇ КОНСОЛІДАЦІЇ ҐРУНТІВ. ДИФЕРЕНЦІАЛЬНЕ РІВНЯННЯ ОДНОВИМІРНОЇ ЗАДАЧІ ТЕОРІЇ ФІЛЬТРАЦІЙНОЇ КОНСОЛІДАЦІЇ

Визначене розрахунком осідання фундаменту відбувається через деякий, інколи тривалий, час. Для водонасичених глинястих ґрунтів процес стабілізації осідання може тривати до кіль-

кох десятків і навіть сотень років. У піщаних ґрунтах осідання практично закінчується після будівництва споруди.

Осідання, що закінчується протягом будівельного періоду, не становлять великої небезпеки для споруди, тому що під час будівництва завжди можна ліквідувати небажані або небезпечні наслідки осідання. Щодо осідань, які виникають під час експлуатації споруди, то боротьба з можливими наслідками їх впливу часто дуже складна, а у багатьох випадках зовсім неможлива.

Для повністю водонасичених глинястих ґрунтів тепер поширеною є теорія фільтраційної консолідації, яка дозволяє визначати швидкість осідання і його значення в будь-який період.

Головні передумови теорії фільтраційної консолідації:

розглядаються повністю водонасичені ґрунти (ґрунтова маса) з вільною нестисливою і гідравлічно безперервною водою в порах;

скелет ґрунту вважається лінійно деформівним, напруги у якому миттєво викликають його деформації;

ґрунт не має структурності і зовнішній тиск, прикладений до нього, в перший момент повністю передається на воду;

фільтрація води в порах ґрунту відбувається в повній відповідності з законом Дарсі.

Таким чином, з урахуванням прийнятих умов, теорія фільтраційної консолідації може бути використана для неущільнених, повністю водонасичених (слабких) глинястих ґрунтів.

Розглянемо задачу про розвиток і проходження в часі осідань повністю водонасиченого шару ґрунту при ущільненні його суцільним рівномірно розподіленим навантаженням в умовах односторонньої фільтрації води, вважаючи, що витиснення води з пор ґрунту визначається законом фільтрації, а зміна коефіцієнта пористості — законом ущільнення.

Припустимо, що в початковий момент ґрунтова маса знаходиться в статичному стані, тобто поровий тиск у воді дорівнює нулю. Позначимо: p_w — поровий тиск у воді, додатковий до гідростатичного; p_z — тиск, що передається на тверді частинки (ефективний).

Безумовно, що

$$p_z + p_w = p, \quad (7.56)$$

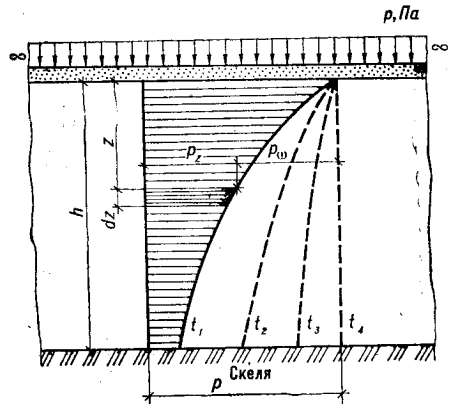


Рис. 7.21. Схема розподілу тиску між поровою водою і скелетом ґрунту при суцільному рівномірно розподіленому навантаженні

тобто в будь-який момент, на будь-якій глибині від дренуючої поверхні z (рис. 7.21) сума тиску в поровій воді і скелеті ґрунту дорівнює зовнішньому тиску p .

У початковий момент зовнішній тиск p повністю сприймається водою p_w . У подальші проміжки часу тиск на порову воду за рахунок фільтрації буде зменшуватися, а на мінеральну частину ґрунту зростатиме доти, поки все навантаження не буде сприйняте скелетом ґрунту.

Для елементарного шару d_z на глибині z у ґрунтовій масі збільшення витрат води q дорівнює зменшенню пористості ґрунту n :

$$\partial q / \partial z = - \partial n / \partial t. \quad (7.57)$$

Перетворимо ліву і праву частини рівняння (7.57). Для лівої частини, згідно з законом ламінарної фільтрації, можна записати:

$$q = -k_f \frac{\partial H}{\partial t}, \quad (7.58)$$

де k_f — коефіцієнт фільтрації; H — напір води; t — час.

Тоді

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k_f \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}.$$

Але

$$H = \frac{p_w}{\gamma_w}; \quad p_w = p - p_z; \quad H = \frac{p - p_z}{\gamma_w},$$

де γ_w — питома вага води (1 кН/м^3).

Звідси

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = -\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2}. \quad (7.59)$$

Отже,

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{k_f}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2}. \quad (7.60)$$

Виконаємо перетворення правої частини рівняння (7.57). При $n = e / (1 + e)$ знехтуємо зміною у знаменнику коефіцієнта пористості порівняно з одиницею. Тоді, узявши деяке середнє значення, одержимо

$$\frac{\partial n}{\partial t} \approx \frac{1}{1 + e_{cp}} \frac{\partial e}{\partial t}. \quad (7.61)$$

Згідно з законом ущільнення,

$$\frac{\partial e}{\partial t} = m_0 \frac{\partial p_z}{\partial t}.$$

Підставимо значення $\partial e / \partial t$ у рівняння (7.61):

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{m_0}{1 + e_m} \frac{\partial p_z}{\partial t}, \quad (7.62)$$

де $m_0(1 + e_{cp}) = m$ — коефіцієнт відносної стисливості ґрунту.

Підставимо вирази для правої і лівої частин у вихідне рівняння (7.57):

$$\frac{k_f}{m\gamma_w} \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t} \quad (7.63)$$

Постійний множник лівої частини позначимо через c_v :

$$c_v = \frac{k_f}{m\gamma_w} \quad (7.64)$$

Величина c_v — коефіцієнт консолідації ґрунту. Остаточно будемо мати

$$c_v \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t} \quad (7.65)$$

Цей вираз і є диференціальним рівнянням одновимірної задачі фільтраційної консолідації ґрунтів. Розв'язується це рівняння з допомогою застосування рядів Фур'є через задовільнення початкових граничних умов. Останні можна сформулювати значно простіше, якщо розглядати стиснення шару ґрунту товщиною $2h$ при двосторонній фільтрації (математично тотожна задача).

Розглядаючи тиск при $z=h$ (найбільш поширений випадок) і обмежуючись першим членом ряду, одержимо

$$ph \approx p \left(1 - \frac{4}{\pi} e^{-N}\right), \quad (7.66)$$

де

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t. \quad (7.67)$$

Для розв'язання практичних задач необхідно знати осідання в будь-який момент з початку завантаження, тобто S_t .

Для визначення цієї величини введемо таке поняття, як ступінь консолідації. Якщо вважати, що ступінь консолідації при повному стабілізованому осіданні S дорівнює одиниці, а за час t дорівнює u , то

$$u = St/S. \quad (7.68)$$

Математично це можна записати так (рис. 7.21):

$$u = \int_0^h \frac{p_z dz}{A}, \quad (7.69)$$

де A — площа епюри тиску при повному стабілізованому осіданні ($A = ph$).

Підставляючи значення p_z , потім інтегруючи і обмежуючись першим членом ряду, будемо мати

$$u = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} + \dots \quad (7.70)$$

З урахуванням залежності (7.68) та підставляючи вираз для осідання шару, одержимо для основного випадку (рівномірне

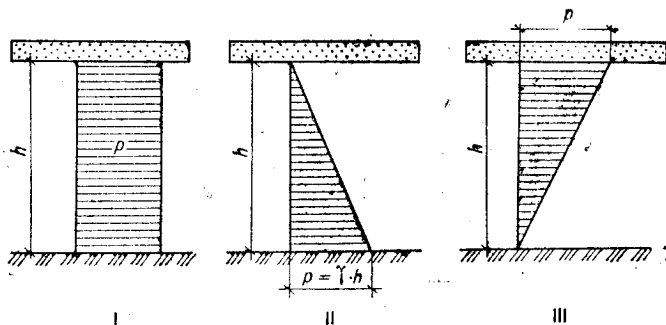


Рис. 7.22. Види епюур ущільнюючих тисків:
I, II, III — випадки розподілу ущільнюючих тисків

розподілення ущільнюючих тисків з глибиною) осідання для будь-якого часу:

$$S_t = hmp \left[1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots) \right]. \quad (7.71)$$

Формулу (7.71) застосовують для основного випадку I (рис. 7.22, а), коли епюра ущільнюючих тисків зображується прямокутником і тиск від зовнішнього навантаження не змінюється з глибиною.

Не менш важливі для практичних розрахунків випадки, коли епюра має інший вигляд.

Випадок II (рис. 7.22, б), коли ущільнюючий тиск зростає пропорційно глибині, тобто епюра має вигляд прямокутного трикутника з вершиною зверху, відповідає ущільненню відсипаного шару ґрунту під дією власної ваги.

Випадок III (рис. 7.22, в), коли ущільнюючий тиск зменшується пропорційно глибині, тобто епюра має вигляд прямокутного трикутника з вершиною знизу, відповідає еквівалентній епюрі ущільнюючого тиску, що використовується для розрахунків осідань фундаментів.

Для розв'язання одновимірних задач найчастіше обмежуються цими трьома випадками, тому що складніші епюри завжди можна приблизно розділити на дві епюри, які відповідають розглянутим випадкам.

Таблиця 7.1. Значення N для формули (7.70)

u	N для випадку			u	N для випадку		
	I	II	III		I	II	III
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,4	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,8	3,17	2,54

Величина u і N у формулі (7.70) функціонально взаємозв'язані. Для кожного значення u можливо знайти відповідне значення N і скласти таблицю залежності u і N для трьох випадків (табл. 7.1).

Прийнявши з табл. 7.1 значення N і використовуючи вираз (7.67), легко знайти значення t , яке відповідає конкретному ступеню консолідації u :

$$t = \frac{4 h^2}{\pi^2 c_v} N. \quad (7.72)$$

Для цього задають ступінь консолідації u і визначають

$$S_t = uS. \quad (7.73)$$

Потім знаходять у табл. 7.1 значення N за заданою величиною u і визначають t за формулою (7.72).

Прийнявши кілька значень u , можна побудувати графік залежності осідання від часу (рис. 7.23).

Одержаний графік дозволяє прогнозувати осідання в будь-який момент.

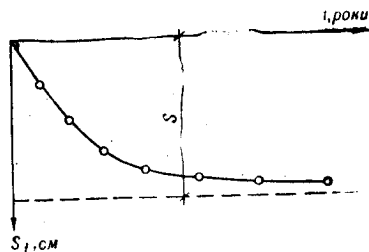


Рис. 7.23. Графік осідання верхнього шару ґрунту за часом, одержаний розрахунковим шляхом

Контрольні запитання і завдання для самостійної роботи

1. Які недоліки має класична механіка ґрунтів?
2. Які основні припущення прийняті в класичній механіці ґрунтів?
3. Яка послідовність визначення напруг у ґрунті від дії зосередженої сили?
4. Які випадки побудовання епюр напруг можливі при дії зосередженої сили?
5. Як визначають напруги методом кутових точок для різних випадків розміщення площ завантаження?
6. Який вигляд мають вирази для визначення головних напруг у точках, розташованих вздовж вертикальної осі симетрії завантаженої смуги?
7. Як визначають напруги від власної ваги ґрунту?
8. Який вигляд мають епюри напруг від власної ваги ґрунту?
9. Як ураховують анізотропію і неоднорідність ґрунту при визначенні напруг?
10. Чим відрізняється жорсткий фундамент від абсолютно гнучкого?
11. Який вигляд має теоретична епора напруг по підшві жорсткого штампа?
12. Як впливають розміри фундаменту, величина навантажень і властивості ґрунту на вигляд епюр контактних тисків по підшві фундаменту?
13. Який вигляд мають практичні епюри контактних напруг для центрального і позацентрального навантаження?
14. Які вимоги ставлять до датчиків при вимірюванні напруг у ґрунті?
15. Які складові частини має повна величина осідання ґрунту?
16. Назвіть види можливих деформацій ґрунту.
17. Які види деформацій визначають і порівнюють з припустимими при розрахунках за деформаціями?
18. Які припущення приймають при визначенні осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні?

19. У якій послідовності виконують розрахунок осідання методом пошарового підсумовування?
20. Як визначають нижню межу товщі, що стискується?
21. Що таке еквівалентний шар ґрунту?
22. Від чого залежить товщина еквівалентного шару ґрунту?
23. Як визначають осідання ґрунту методом Розенфельда?
24. У яких випадках для розрахунку осідань застосовують метод лінійно деформівного шару?
25. Яким методом визначають додаткові напруги при врахуванні впливу сусідніх фундаментів?
26. Для яких ґрунтів слухна теорія фільтраційної консолідації?
27. Назвіть головні передумови теорії фільтраційної консолідації.
28. Як змінюється на протязі часу співвідношення між поровим і ефективним тиском?
29. Який вигляд має диференціальне рівняння одновимірної задачі фільтраційної консолідації?
30. Що таке ступінь консолідації?
31. Який вигляд мають епюри ущільнюючого тиску для різних випадків розрахунків осідання в часі?
32. Як побудувати графік залежності осідання від часу?

8. РЕОЛОГІЧНІ ОСНОВИ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ ТА ЗАСТОСУВАННЯ ПОЛОЖЕНЬ НЕЛІНІЙНОЇ МЕХАНІКИ

8.1. ЗАГАЛЬНІ УЯВЛЕННЯ ПРО РЕОЛОГІЧНІ ПРОЦЕСИ

Реологія — розділ механіки ґрунтів, у якому розглядаються утворення і зміна в часі напружено-деформованого стану ґрунту.

На відміну від класичної механіки ґрунтів реологія займається побудуванням таких моделей середовища, які більше відповідають дійсній роботі ґрунту, ніж лінійна залежність між напругами і деформаціями.

Реологічні властивості виявляються у вигляді повзучості, релаксації* та зменшення міцності під час тривалої дії навантажень.

Під *повзучістю* ми розуміємо процес деформування, яке зростає протягом часу, навіть при сталому навантаженні. У принципі усі реальні тіла мають властивість повзучості. Але течію рідини можна спостерігати за незначний проміжок часу (кілька секунд), у той час як у гірських породах, що складають земну кору, цей процес може відбуватися протягом цілої геологічної епохи.

Реологічні явища в ґрунтах та гірських породах спостерігаються дуже часто. Соліфлюкція, сповзання укосів ґрунту, течія льодовиків — усе це реологічні процеси, що відбуваються протягом від кількох годин до сторіч.

Найбільшу увагу реологічні процеси викликають, якщо вони відбуваються під час експлуатації будівель і споруд у порівняно незначний відрізок часу, близький до необхідного строку експлуатації.

Прикладом реологічного процесу може бути осідання глинястих мулів, що залягають в основі ґрунтових гребель Каховської

* Релаксація — це зменшення напруг при сталій деформації.

ГЕС на Дніпрі. Шар мулу товщиною від 1 до 4 м осів на 970 мм при загальному осіданні основи 1120 мм. Ці осідання на окремих ділянках не припинилися навіть після 15 років експлуатації.

Як показують натурні спостереження, додаткові деформації глинястих ґрунтів можуть досягати 36—165 % від деформації, яка має місце під кінець фільтраційної консолідації, тому важливо їх урахувувати під час проектування земляних споруд.

Вивчення закономірностей напружено-деформованого стану протягом часу і є головним завданням реології.

Згідно з класичною теорією пружності і пластичності, яка розглядає ідеалізовані тіла, закони деформування однакові для простих і складних видів навантаження. Насправді ж для багатьох реальних тіл зв'язок між напругою, деформацією та її швидкістю нелінійний і, крім того, залежить від виду напруженого стану і послідовності навантаження. Інакше кажучи, реологія повинна дати відповідь на питання про те, які напруги і деформації виникають у ґрунті при будь-якому вигляді залежностей між складовими частинами напруг, деформацією і часом.

Залежно від підходу до розв'язання поставлених завдань розрізняють макро- та мікрореологію. Макрореологія розглядає зовнішнє проявлення процесів, що виникають у реальних тілах, тобто ті явища (деформації, напруги), які можна спостерігати з допомогою такого підходу можна, не враховуючи фізичні процеси, що відбуваються в тілі, на основі макроексперименту визначити математичне відображення зовнішнього проявлення цих процесів.

Закономірності, що зв'язують поведінку тіла під зовнішніми діями з його властивостями, визначають у макрореології на основі феноменологічного підходу (від грецького «феномен»). З допомогою такого підходу можна, не враховуючи фізичні процеси, що відбуваються в тілі, на основі макроексперименту визначити математичне відображення зовнішнього проявлення цих процесів.

Оскільки макроскопічні феноменологічні теорії базуються на дослідах, одержані з їх допомогою розв'язання дають при певних обмеженнях цілком задовільні результати, тобто дозволяють достатньо ефективно розв'язувати інженерні задачі.

У той же час більш загальним підходом є визначення закономірностей макропроцесів, виходячи з розгляду їх фізичної суті, тобто з розгляду мікропроцесів, що відбуваються в реальних тілах. Ці питання вивчає мікрореологія, яка розглядає особливості будови тіл, а також взаємозв'язки елементарних частинок, що складають тіло.

8.2. ПОНЯТТЯ ПРО ПОВЗУЧИСТЬ ҐРУНТІВ

Під повзучістю ґрунту розуміють процес затухаючої або незатухаючої зміни форми і об'єму, що відбувається в часі при незмінному навантаженні.

Напружено-деформівний стан ґрунтів, у яких має місце повзучість, відрізняється такими особливостями:

після прикладення незмінних у часі напруг, деформації ґрунту з часом зростають;

для зафіксованих незмінних деформацій напружений стан змінюється в часі.

Схильність до повзучості мають скельові породи, пухкі та слабкі ґрунти. Найбільш яскраво властивість повзучості виявляється у глинястих ґрунтів.

Під впливом навантаження, прикладеного до тіла, змінюються його форма і розміри. Ці зміни мають назву деформацій.

Після зняття навантаження деформації можуть частково або повністю зникати. Відносні деформації, що зникають після розвантаження, мають назву *пружних*, або *відновлюваних*, ϵ_{gp} , а ті, що зберігаються після розвантаження — *пластичних*, або *незворотних*.

Сума пружної та пластичної деформацій

$$\epsilon = \epsilon_{gp} + \epsilon_{pl}. \quad (8.1)$$

Як пружна, так і пластична деформації складаються кожна з двох етапів, які відбуваються з різною швидкістю. Відповідно у повній деформації ϵ можна виділити дві частини: діючу з великою швидкістю, або умовно-миттеву, ϵ_m , і тривалу ϵ_l :

$$\epsilon = \epsilon_m + \epsilon_l. \quad (8.2)$$

Як уже відзначалося раніше, здатність тіл деформуватися в часі при незмінному навантаженні має назву повзучості. Аналогічно тривалій деформації розглядається також *деформація повзучості*.

Миттева деформація також складається з двох частин — пружної $\epsilon_{gp.m}$ та пластичної $\epsilon_{pl.m}$:

$$\epsilon_m = \epsilon_{gp.m} + \epsilon_{pl.m}. \quad (8.3)$$

Миттева пружна деформація $\epsilon_{gp.m}$ поширюється від точки прикладення навантаження з швидкістю, що дорівнює швидкості звука в даному середовищі. Вона є оборотною, тобто однакою при навантаженні і розвантаженні.

Миттева остаточна пластична деформація $\epsilon_{pl.m}$ виникає відразу ж після прикладення навантаження, але не зникає (не відновлюється) після розвантаження. Ця деформація звичайно незначна і визначається різницею між миттевою деформацією при навантаженні ϵ_m та миттевою пружною деформацією при розвантаженні $\epsilon_{gp.m}$:

$$\epsilon_{pl.m} = \epsilon_m - \epsilon_{gp.m}. \quad (8.4)$$

Тривала деформація (деформація повзучості) ϵ_l також складається з пружної та пластичної частин. Тривалі деформації мають назву також деформації післядії.

Тривала пружна деформація $\epsilon_{gp.l}$ має назву деформації пружної післядії, або деформації пружної спадковості, і розвивається деякий час після прикладення навантаження, поступово затухаючи. Ця деформація не має оборотного характеру, після розвантаження вона зникає, але не відразу, а поступово.

Тривала пружна деформація, що спостерігається після розвантаження, називається зворотною пружною післядією $\epsilon_{gp.o}$. Звичайно припускають, що тривалі пружні деформації при навантаженні і розвантаженні однакові. Під час досліджень визначають завжди зворотню пружну деформацію і вважають, що вона дорівнює прямій пружній деформації післядії $\epsilon_{gp.l} = \epsilon_{gp.o}$. Сума миттєвої пружної і тривалої пружної деформацій має назву повної пружної деформації

$$\epsilon_{qp} = \epsilon_{gp.m} + \epsilon_{gp.l}. \quad (8.5)$$

Швидкість тривалої пластичної деформації $\epsilon_{pl.l}$ залежить від навантаження і є необоротною. Вона розвивається одночасно з деформацією прямої пружної післядії і визначається як різниця між повною тривалою деформацією та деформацією зворотної пружної післядії.

$$\epsilon_{pl.l} = \epsilon_{pl} - \epsilon_{gp.o}. \quad (8.6)$$

Сума миттєвої і тривалої пластичних деформацій має назву повної пластичної деформації ϵ_{pl} :

$$\epsilon_{pl} = \epsilon_{pl.m} + \epsilon_{pl.l}. \quad (8.7)$$

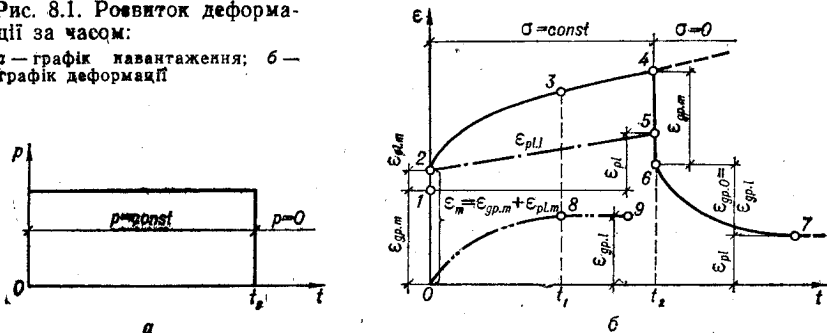
Графіки зміни в часі складових певної деформації мають вигляд, показаний на рис. 8.1.

Крива 0—4 характеризує залежність деформації від навантаження і складається з вертикальної ділянки миттєвої деформації та ділянки 2—4 тривалої деформації, що, починаючи з точки 3, відбувається майже з незмінною швидкістю.

У момент часу t_2 навантаження повністю знімається. Ділянка кривої 4—7 характеризує зворотню або відновлювану після роз-

Рис. 8.1. Розвиток деформації за часом:

а — графік навантаження; б — графік деформації



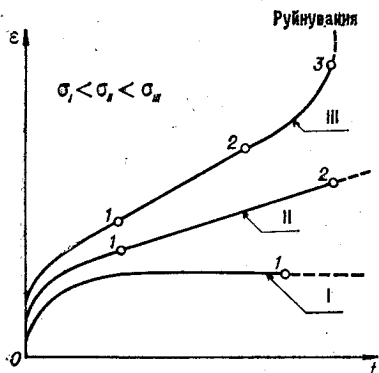


Рис. 8.2. Вигляд кривих повзучості залежно від навантаження

пружної деформації при розвантаженні (4—6), то одержимо точку 1, яка відсікає значення миттєвої пружної деформації. Різниця ординат точок 2 і 1 дає значення миттєвої пластичної деформації $\epsilon_{pl.m}$.

Графік 2—5 перетинає криву 4—7 у деякій точці 5. Різниця ординат точок 1 і 5 дає значення повної пластичної деформації ϵ_{pl} . Таке ж значення має ордината кінцевої горизонтальної ділянки кривої 6—7. Абсциса точок 3 і 8 дає значення часу t_1 затухання тривалої пружної деформації.

Графіки розвитку деформацій у часі від постійних навантажень називають *кривими повзучості*. Вигляд кривої повзучості залежить від матеріалу, величини напруги, виду напруженого стану, температури та інших факторів.

Якщо до кількох зразків одного й того ж ґрунту прикласти різне навантаження, то відносна деформація буде розвиватися в часі відповідно до однієї з кривих, що показані на рис. 8.2.

Крива 1 відповідає випадку, коли напруги не перевищують величини σ_I , що має назву порога усталеної повзучості. Крива 2 відповідає випадку, коли $\sigma_{II} > \sigma_{II} > \sigma_I$ і повзучість, починаючи з деякого моменту часу, має постійну швидкість.

При напругах, які перевищують величину σ_{II} , усталена повзучість переходить у прогресуючу, що завершується руйнуванням зразка. Можливий випадок, коли тіло має початковий поріг повзучості σ_T і при $\sigma < \sigma_{pl}$ повзучість не виникає.

Розглянемо характерні ділянки кривих повзучості (рис. 8.2): стадія I (ділянка 0—1) — неусталена повзучість, $d\epsilon/dt \neq \text{const} \rightarrow 0$; стадія II (ділянка 1—2) — усталена повзучість, $d\epsilon/dt = \text{const}$; стадія III (ділянка 2—3) — прогресуюча повзучість, $d\epsilon/dt \neq \text{const} \rightarrow \infty$.

У стадії затухаючої повзучості виникають мікротріщини, але одночасно утворюється значно більша кількість нових зв'язків і зростає опір руйнуванню існуючих зв'язків, внаслідок чого деформації затухають.

вантаження деформацію і складається з ділянки 4—6 зворотної миттєвої деформації та ділянки 6—7 тривалої пружної деформації. На рис. 8.1, а окремо зображені затухаюча крива тривалої пружної деформації 0—9 та прямолінійний графік 2—5 тривалої пластичної деформації (в'язкої течії). Графік 2—5 будується шляхом проведення криві точку 2 (кінець відрізка миттєвої деформації) прямої, паралельної відрізку 3—4. Якщо відкласти на осі ординат від точки 0 відрізок, що дорівнює значенню миттєвої

У стадії усталеної повзучості спостерігається рівновага між міцністю ґрунту, що губиться в зв'язку з руйнуванням існуючої структури, і додатковою міцністю, яку одержує ґрунт внаслідок виникнення нових водно-колоїдних та молекулярно-контактних зв'язків. Це є причиною пластично-в'язкої течії, в процесі якої поступово зменшується опір зразка ґрунту руйнуванню і виникає стадія прогресуючої течії.

На стадії прогресуючої течії зростає об'єм ґрунту і зменшується його загальний опір внаслідок появи нових мікротріщин, які разом з попередніми дефектами продовжують зростати, приводячи до прискорення деформацій і крихкого руйнування або в'язкої течії ґрунту, що супроводжується видавлюванням його в сторони від навантаженої поверхні.

Як показали численні дослідження, усталена повзучість завжди переходить у прогресуючу. Час такого переходу залежить від інтенсивності навантаження.

8.3. РЕЛАКСАЦІЯ НАПРУГ І ТРИВАЛА МІЦНІСТЬ ҐРУНТІВ

Релаксацією напруг називають явище переходу протягом часу миттєвої пружної деформації в остаточну при незмінній загальній деформації ґрунту. При завантаженні в ґрунті в перший момент виникає тільки миттєва деформація ϵ_m . Якщо деформація потім залишається сталою, то пружна деформація поступово переходить у пластичну і тому приріст остаточної деформації відбувається за рахунок одночасного і однакового за величиною зменшення пружної деформації, причому їх сума залишається незмінною. Отже, головне рівняння релаксації має вигляд

$$\epsilon = \epsilon_{gp}(t) + \epsilon_{pl}(t) = \text{const.} \quad (8.8)$$

Таким чином, чим довше витримується релаксуючий зразок у деформованому стані, тим більшою буде його остаточна деформація при розвантаженні.

При зростанні часу витримування зразка і збереженні постійної деформації пружна складова напруги буде прямувати до величини, при якій ця деформація була б досягнута в випадку нескінченно повільного завантаження.

Залежність між явищами релаксації і повзучості показана на рис. 8.3, де зображені криві 1 і 2 залежності між напругами і деформаціями при двох різних швидкостях завантаження. Якщо довести деформацію по кривій 1 до деякого значення ϵ_1 і далі зберігати її постійною, то напруга поступово впаде до значення σ_2 , що відповідає тій же деформації на кривій 2, і може продовжувати падати і далі, маючи межею значення σ_r , яке відповідає кривій 3 нескінченно повільного завантаження. Напруга σ_r має назву межі релаксації.

Якщо зберігати напругу σ_1 постійною, то буде виникати деформація післядії і деформація зразка поступово досягне зна-

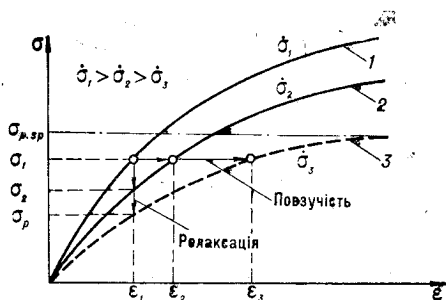


Рис. 8.3. Залежність між деформацією та повзучістю

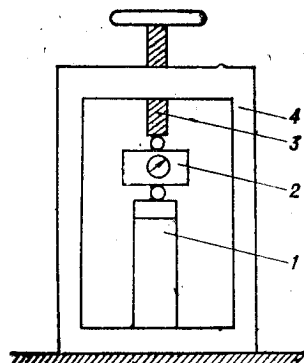


Рис. 8.4. Схема динамометричного приладу для випробування ґрунту на релаксацію:

1 — зразок ґрунту; 2 — динамометр; 3 — гвинт домкрата; 4 — рама приладу

чення ϵ_2 і буде зростати й далі, маючи межею знов-таки криву 3, або при достатньо високих напругах буде зростати до моменту руйнування зразка.

Якщо зразок ґрунту, який має властивість повзучості, помістити в динамометричний прилад (рис. 9.4) і прикласти до нього навантаження менше, ніж миттєва міцність ґрунту, то вимірювання зусиль динамометром під час досліду дасть змогу побачити, що напруги в ґрунті будуть зменшуватися. У той же час розміри зразка практично не зміняться. У результаті досліду одержують криву релаксації напруг, яка може бути описана рівнянням

$$\sigma_t = \sigma_\infty + (\sigma_0 - \sigma_\infty) t^n, \quad (8.9)$$

де σ_t — напруга у даний момент часу t ; σ_∞ — гранична тривала напруга після релаксації; σ_0 — напруга, що виникає на початку досліду при $t=0$; t — час від початку прикладення навантаження; n — параметр, який характеризує швидкість релаксації напруг (звичайно $n < 1$).

Час дослідів обмежений, тому часто виконують кілька тривалих експериментів при різних значеннях σ_0 і за розрахунком знаходять σ_∞ та n .

З дослідів при різних навантаженнях можна побачити, що, чим більше навантаження прикладене до зразка, тим швидше виникає стадія прогресуючої течії і руйнування (рис. 8.2). Проводячи досліди все з меншими навантаженнями, можна досягнути такого напруженого стану ґрунту, коли не виникають усталена повзучість та прогресуюча течія, а розвивається тільки затухаюча повзучість. У цьому випадку руйнування зразка не відбувається, скільки б тривало не діяло навантаження, що викликає цей напружений стан.

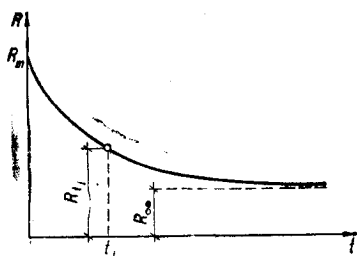


Рис. 8.5. Крива тривалої міцності ґрунту

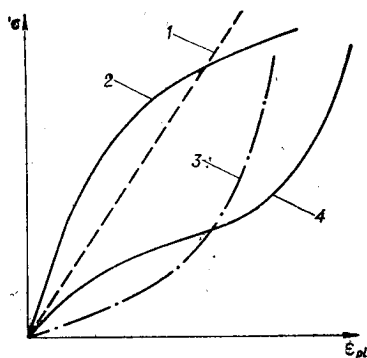


Рис. 8.6. Вигляд кривих залежності між напругами і деформаціями

Мінімальні напруги, за яких відбувається руйнування зразка через нескінченно великий період, мають назву межі тривалої міцності R_∞ .

Напруги, за яких руйнування зразка відбувається через деякий період t після прикладення навантаження внаслідок розвитку деформацій усталеної повзучості і прогресуючої течії, відповідають тривалій міцності ґрунту R_t .

Нарешті, можна прикласти таке навантаження, за якого зразок ґрунту руйнується миттєво. Таке навантаження відповідає миттєвій міцності ґрунту при даному напруженому стані.

Таким чином, виконавши серію дослідів для одного ґрунту, можна одержати криву його тривалої міцності (рис. 8.5).

При проектуванні споруд, які передають постійні навантаження, необхідно враховувати тривалу міцність ґрунту. При періодичному зростанні і зменшенні навантаження необхідно виходити з тривалої міцності, враховуючи час дії навантаження. Такий підхід до проектування буде раціональним і гарантуватиме безпеку експлуатації для споруди.

8.4. ЗАКОНОМІРНОСТІ ТЕОРІЇ ПОВЗУЧОСТІ

Залежність між напругами і деформаціями ґрунту може бути лінійною або нелінійною відповідно до виду ґрунту характеру напруженого стану і має вигляд графіків 1—4 (рис. 8.6) для фіксованого моменту $t = \text{const}$. Основою для побудовання таких графіків є криві повзучості.

Графік 1 відповідає лінійній повзучості, графіки 2, 3, 4 — нелінійній повзучості. Графік 2 характерний для лінійного напруженого стану і ґрунтів, що руйнуються або зменшують свою міцність. Графік 3 характерний для ґрунтів у випадку їх об'ємного стиснення при відсутності структурної міцності. При об'ємному ущільненні ґрунтів із структурною міцністю залежність між напругами і деформаціями має вигляд графіка 4.

У лінійних теоріях повзучості при розгляданні залежностей деформації повзучості від постійних напруг для різних фіксованих моментів повинна виконуватись умова

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{pl}(\sigma_1) + \varepsilon_{pl}(\sigma_2) &= \varepsilon_{pl}(\sigma_1 + \sigma_2) \\ \varepsilon_{pl}(a\sigma) &= a\varepsilon_{pl}(\sigma), \end{aligned} \right\} \quad (8.10)$$

де $a = \text{const}$.

Для нелінійних теорій повзучості залежність між напругами і деформаціями можна записати в вигляді $\varepsilon_{pl} = f(\sigma)$, де функції $f(\sigma)$ можна визначити через такі вирази:

$$f(\sigma) = k\sigma^m; \quad (8.11)$$

$$f(\sigma) = k \exp[\sigma/A]; \quad (8.12)$$

$$f(\sigma) = k \operatorname{sh} \sigma. \quad (8.13)$$

У цих виразах k, m, A — константи матеріалу.

Вираз (8.13) дає результати, які краще збігаються з експериментальними даними, ніж (8.11), за винятком початкової ділянки. На початковій ділянці при $\sigma=0$ з рівняння (8.12) виходить, що $f(\sigma) \neq 0$. Це не відповідає результатам експериментів. Для таких значень напруг непогані результати дає рівняння (8.13), тому що $\operatorname{sh} \sigma \approx \sigma$, якщо $\sigma \rightarrow 0$.

Властивість спадковості полягає у тому, що деформація повзучості в момент часу, що розглядається, залежить не тільки від напруги, яка діє в цей момент, але й від характеру попереднього навантаження.

Властивість спадковості матеріалу враховується спадковими теоріями повзучості. Ці теорії ґрунтуються на використанні закону накладення, під яким розуміють можливість визначення деформації повзучості від дії змінного в часі навантаження підсумовуванням деформацій повзучості, викликаних дією елементарних прирощень напруг.

Побудування рівнянь стану значно спрощується, коли криві повзучості подібні. Криві повзучості вважають подібними, якщо деформацію повзучості можна визначити як добуток двох функцій, одна з яких залежить тільки від часу, а друга — тільки від напруг, тобто деформацію повзучості від постійних напруг можна подати таким чином:

$$\varepsilon_{pl} = f(\sigma) c(t), \quad (8.14)$$

де $c(t)$ — деформація повзучості від одиничної напруги ($\sigma=1$); $f(\sigma)$ — функція, що характеризує нелінійну залежність між напругами і деформаціями повзучості, яка повинна задовольняти умову, що при $\sigma=1$ $f(\sigma)=1$. Функцію $f(\sigma)$ визначають за рівнянням

$$f(\sigma) = \frac{\varepsilon_{pl}(\sigma)}{\varepsilon_{pl}(\sigma=1)}, \quad (8.15)$$

де $\epsilon_{pl}(\sigma)$ — деформація повзучості від напруги σ для деякого фіксованого моменту часу; $\epsilon_{pl}(\sigma=1)$ — те ж саме від одиничної напруги $\sigma=1$.

Якщо криві повзучості не подібні, кожна з них описується своїм рівнянням:

$$\epsilon_{pl} = \varphi(\sigma, t). \quad (8.16)$$

Суть властивості старіння матеріалу в зміні характеристик міцності і деформативності протягом часу. Питання про старіння ґрунтів вивчене ще недостатньо, але, враховуючи тривалий період формування ґрунту, можна сказати, що у більшості випадків старіння не має суттєвого значення для інженерних розрахунків.

8.5. МЕТОД РЕОЛОГІЧНИХ МОДЕЛЕЙ

За методом лінійної реології властивості реальних тіл моделюються з допомогою набору механічних елементів, які з'єднуються паралельно або послідовно. Найбільш поширеними елементами є пружний елемент Гука, в'язкий елемент Ньютона та елемент сухого тертя Сен-Венана (рис. 8.7).

Пружний елемент Гука моделюється пружиною і позначається символом H . Вважається, що при навантаженні елемент одержує миттєві лінійні і оборотні деформації. Залежність між напругами і деформаціями має вигляд

$$\sigma = E\epsilon, \quad (8.17)$$

де E — модуль миттєвої деформації.

В'язкі властивості тіл відображують моделлю у вигляді циліндра, наповненого рідиною, в яку занурюють дірчастий поршень. Цей елемент позначають символом N . Швидкість занурення, згідно з законом Ньютона для в'язких рідин, прямо пропорційна прикладеній нарузі і обернено пропорційна в'язкості рідини:

$$\dot{\epsilon} = \sigma/\eta, \quad (8.18)$$

де η — коефіцієнт в'язкості рідини.

Пластичні властивості відображуються елементом сухого тертя Сен-Венана, який враховує властивість матеріалу деформуватися тільки після перевищення напругою деякої межі σ_T . Такий елемент використовують у системі для фіксації початку деформації і позначають символом S_V .

Послідовне з'єднання елементів позначають з допомогою тире (на-

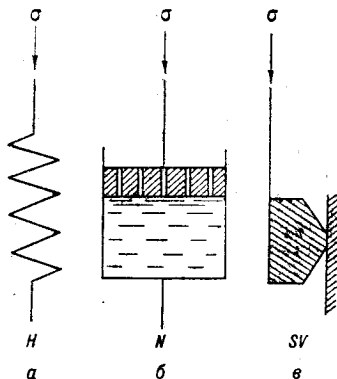


Рис. 8.7. Механічні елементи моделей.

a — пружне тіло Р. Гука; b — в'язке тіло Ньютона; c — пластичне тіло Б. Сен-Венана

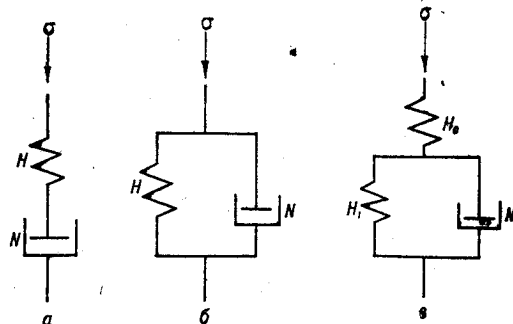


Рис. 8.8. Моделі пружно-в'язкого тіла:
a — за Максвеллом; *б* — за Кельвіном—Фойгтом; *в* —
 узагальненого пружно-в'язкого тіла

приклад, $H-N$), а паралельне — вертикальній риску (наприклад, $H|N$).

Очевидно, що наведені три елементи можна з'єднувати в різноманітних комбінаціях, які й будуть відображати різноманітні прояви пружно-в'язких властивостей тіла.

З'єднавши пружний і в'язкий елементи послідовно, одержимо модель тіла Максвелла, що позначається буквою M (рис. 8.8, *a*):

$$M = H - N. \quad (8.19)$$

Реологічне рівняння стану такого тіла можна одержати, склавши рівняння моделі:

$$\epsilon = \epsilon^H + \epsilon^N, \quad (8.20)$$

де ϵ^H і ϵ^N — деформації пружного і в'язкого елементів.

З урахуванням залежностей (8.17), (8.18) одержимо

$$\epsilon = (\sigma/E) + (\sigma/\eta). \quad (8.21)$$

При постійному навантаженні ($\sigma = \text{const}$) розв'язання рівняння (8.21) дає такий вираз для деформації повзучості:

$$\epsilon(t) = (\sigma/E) + (\sigma/\eta)(t - t_0), \quad (8.22)$$

де t_0 — момент часу прикладення навантаження.

Якщо надати тілу Максвелла постійної деформації ϵ_0 , то, розв'язавши рівняння (8.21), можна одержати релаксацію напруг у такому вигляді:

$$\sigma(t) = \epsilon_0 E \exp[-E/\eta(t - t_0)]. \quad (8.23)$$

З рівняння (8.23) випливає, що напруги змінюються від початкового значення $\sigma(t_0) = \epsilon_0 E$, яке виникає у момент часу $t = t_0$ миттєвого одержання деформації, до кінцевого нульового значення при $t \rightarrow \infty$.

Таким чином, з допомогою тіла Максвелла можна описати миттєву пружну деформацію, деформацію усталеної повзучості і релаксацію напруг.

З'єднавши паралельно пружний та в'язкий елементи, одержимо модель тіла Кельвіна—Фойгта, яка позначається буквою K (рис. 8.8, б):

$$K = H/N. \quad (8.24)$$

Рівняння стану цієї моделі має вигляд

$$\sigma = \varepsilon E + \eta \dot{\varepsilon}. \quad (8.25)$$

Розв'язання рівняння (8.25) при постійних напругах $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{const}$ і деформації $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 = \text{const}$ у момент часу $t = t_0$ дає відповідно вирази

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta}(t-t_0)} \right]; \quad (8.26)$$

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 E. \quad (8.27)$$

З останніх рівнянь випливає, що модель Кельвіна—Фойгта описує неусталену повзучість, але не описує життєвої деформації і релаксації напруг.

Широке застосування на практиці має нормальна реологічна модель, яку інколи називають узагальненим тілом (рис. 8.8, в).

Рівняння стану цієї моделі має вигляд

$$E_n \dot{\varepsilon} + H \varepsilon = n \dot{\sigma} + \sigma, \quad (8.28)$$

де $E = E_0$ — миттєвий модуль деформації; $n = \frac{n}{E_0 + E_1}$ — час релаксації; $H = \frac{E_0 \cdot E_1}{E_0 + E_1}$ — тривалий модуль деформації.

Розв'язавши рівняння (8.28) при постійній нарузі $\sigma = \text{const}$, миттєво прикладеній у момент часу $t = t_0$, одержимо

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{H} + \left(\frac{\sigma}{E} - \frac{\sigma}{H} \right) e^{-\frac{H}{E_n}(t-t_0)}. \quad (8.29)$$

Рівняння (8.29) описує миттєву деформацію, а також деформацію неусталеної повзучості, яка при $t \rightarrow \infty$ набуває кінцевого значення $\varepsilon(t = \infty) = \sigma/H$.

Якщо нормальній реологічній моделі в момент часу $t = t_0$ надати постійної деформації ε_0 , то з рівняння (8.28) можна одержати вираз для релаксації

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 H + \varepsilon_0 (E - H) e^{-\frac{t-t_0}{n}}. \quad (8.30)$$

З рівняння (8.30) видно, що релаксація напруг відбувається не до нуля, а до деякого кінцевого значення.

Пружно-пластичне тіло Прандтля (рис. 8.9, а) моделюється послідовним з'єднанням елемента Сен-Венана і пружного

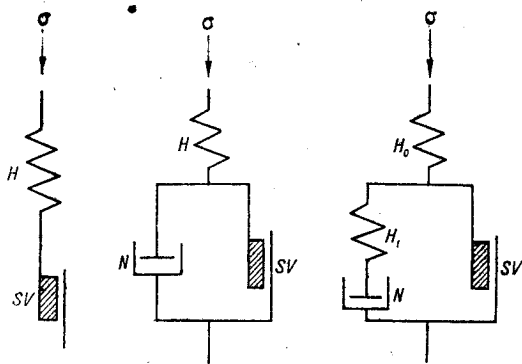


Рис 8.9. Моделі пружно-пластичних і пластично-в'язких тіл відповідно за Прандтлем, Бінгамом та Шведовим,

елемента Гука. Ця модель свідчить, що при напругах $\sigma < \sigma_{pl}$ розвивається пружна деформація $\varepsilon = \sigma/E$, а при $\sigma = \sigma_{pl}$ виникає необмежена деформація $\varepsilon \rightarrow \infty$.

Модель пластично-в'язкого тіла Бінгама складається з пружного H , в'язкого N елементів та елемента Сен-Венана (рис. 8.9, б):

$$B = H - (N/S_V). \quad (8.31)$$

Закономірність деформування тіла Бінгама виводиться з умови $\sigma = \sigma^H + \sigma_{pl}$:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } \sigma < \sigma_{pl} \quad \sigma = E\varepsilon; \\ \text{при } \sigma \geq \sigma_{pl} \quad \sigma - \sigma_{pl} = \eta\dot{\varepsilon}. \end{array} \right\} \quad (8.32)$$

Модель тіла Шведова (рис. 8.9, в) одержують шляхом з'єднання двох пружних елементів H_0 і H_1 з в'язким та сен-венановим S_V елементами:

$$S_W = H_0 - [(H_1 - N)/S_V]. \quad (8.33)$$

Рівняння деформування тіла Шведова має вигляд

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_{pl}}{\eta} + \frac{\sigma}{E}. \quad (8.34)$$

Значне розходження між дійсними властивостями реальних тіл і їх модельним відображенням привело до застосування більш складних моделей з великою кількістю пружних та в'язких елементів.

Рівняння стану будь-якої реологічної моделі можна записати у вигляді

$$\begin{aligned} a_0\sigma + a_1\dot{\sigma} + a_2\frac{d^2\sigma}{dt^2} + a_3\frac{d^3\sigma}{dt^3} + \dots + a_{n+1}\frac{d^n\sigma}{dt^n} = \\ = b_0\varepsilon + b_1\dot{\varepsilon} + b_2\frac{d^2\varepsilon}{dt^2} + b_3\frac{d^3\varepsilon}{dt^3} + \dots + b_{n+1}\frac{d^n\varepsilon}{dt^n}, \end{aligned} \quad (8.35)$$

де a_i, b_i — коефіцієнти, що враховують особливості завантаження і властивості елементів моделі.

8.6. ТЕОРІЯ СПАДКОВОЇ ПОВЗУЧОСТІ БОЛЬЦМАНА — ВОЛЬТЕРРИ

У 1874 р. Больцманом уперше запропонована інтегральна форма зв'язку між напругою і деформацією. Вивід рівняння стану Больцмана—Вольтерри оснований на принципі суперпозиції (накладення), згідно з яким деформація в будь-який момент t , викликана навантаженнями в попередні моменти t_0 , дорівнює сумі деформацій, які б розвинулись до часу t , коли б кожне навантаження діяло незалежно від інших. Інакше кажучи, деформація в даний момент залежить не тільки від напруги, яка діє в цей момент, але й від ходу попереднього деформування, немов спадкуючи вплив діючої раніше напруги. Звідси і виникла назва теорії спадковості.

Нехай у момент t до тіла прикладена напруга $\sigma(t_0)$, що діє протягом незначного інтервалу часу Δt_0 і спричинює деформацію $\varepsilon(t_0)$. Деформація в довільний момент $t > t_0$ буде пропорційна напрузі $\sigma(t_0)$, тривалості її дії $\Delta(t_0)$ та деякій функції $K'(t-t_0)$, яка залежить від властивостей тіла і від відрізка часу $t-t_0$, що минув з моменту t_0 прикладення навантаження до моменту t , для якого визначається деформація $\varepsilon(t)$. Якщо крім того, в момент t на тіло буде діяти змінна в часі напруга $\sigma(t)$, то це викличе миттєву деформацію $\varepsilon = \sigma(t)/E_m$, де E_m — модель миттєвої деформації. Виходячи із сказаного, повну деформацію в момент $t > t_0$ можна визначити за виразом

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_m} + K'(t-t_0)\sigma(t_0)\Delta t_0. \quad (8.36)$$

Якщо на тіло в різні моменти t_{0i} діяли різні напруги $\sigma(t_{0i})$ протягом різних інтервалів часу, то деформація в момент t на основі принципу суперпозиції буде складатися з суми деформацій, викликаних окремими імпульсами:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_m} + \sum_{i=1}^n K'(t-t_{0i})\Delta t_{0i}\sigma(t_{0i}). \quad (8.37)$$

Якщо $\Delta t_{0i} \rightarrow 0$, то знак підсумовування можна замінити інтегралом:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_m} + \int_0^t K'(t-t_0)\sigma(t_0)dt_0. \quad (8.38)$$

Якщо позначити $K'(t-t_0) = K(t-t_0)/E_m$, то вираз (8.38) матиме вигляд

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_m} [\sigma(t) + \int_0^t K(t-t_0)\sigma(t_0)dt_0]. \quad (8.39)$$

Перший член правої частини цього рівняння відображує миттєву деформацію ε_0 , що виникає у момент t під дією змінної напруги $\sigma(t)$, а другий член — зростаючу в часі деформацію, спричинену змінною в часі напругою $\sigma(t_0)$.

Розв'язавши інтегральне рівняння (8.39) відносно напруги, одержимо рівняння релаксації

$$\sigma(t) = E_m \left[\varepsilon(t) - \int_0^t R(t-t_0) \varepsilon(t_0) dt_0 \right]. \quad (8.40)$$

Перший член правої частини цього рівняння відображує початкову напругу в момент t від змінної в часі деформації $\varepsilon(t)$, а другий — падіння напруги в часі, викликане змінною деформацією $\varepsilon(t_0)$.

Співвідношення (8.39) є інтегральним рівнянням Вольтерри другого роду. Співвідношення (8.40) є розв'язком рівняння (8.39) відносно t_0 , і навпаки, співвідношення (8.39) — розв'язок рівняння (8.40) відносно ε .

Ядра інтегральних рівнянь $K(t-t_0)$ та $R(t-t_0)$ є функції двох змінних t і t_0 . При цьому функція $R(t-t_0)$ — ядро релаксації, характеризує швидкість зміни напруг у часі при постійній деформації і є резольвентою ядра $K(t-t_0)$ і, навпаки, функція $K(t-t_0)$ — це ядро повзучості, що характеризує швидкість деформації повзучості при постійній нарузі і є резольвентою ядра $R(t-t_0)$.

Таким чином, можна обмежитись визначенням однієї функції і на її основі розрахувати другу.

Спадкова теорія повзучості Больцмана—Вольтерри описує деформацію повзучості тільки нестаріючих середовищ, тому що функція $K(t-t_0)$ залежить тільки від різниці часу прикладення навантаження $(t-t_0)$ і не залежить од віку матеріалу.

Якщо продиференціювати рівняння (8.39) у часі при постійній нарузі $\sigma(t_0) = \text{const}$, то можна одержати вираз

$$\frac{1}{E_m} K(t) = \frac{\dot{\varepsilon}(t)}{\sigma}. \quad (8.41)$$

Таким чином, ядро повзучості $K(t)$ з точністю до постійного коефіцієнта E_m є швидкістю деформації повзучості при постійній нарузі, що дорівнює одиниці. Функцію впливу $K(t)$ можна знайти експериментально шляхом математичного описування кривих повзучості при одиничній нарузі.

Якщо продиференціювати рівняння (8.40) в часі при постійній деформації $\varepsilon(t_0) = \text{const}$, то одержимо вираз

$$E_m R(t) = \frac{\dot{\sigma}(t)}{\varepsilon}. \quad (8.42)$$

Функція релаксації з точністю до постійного коефіцієнта E_m — це швидкість зміни в часі напруги, яка необхідна для підтримання постійної одиничної деформації.

Ядро повзучості часто використовують у експоненціальному вигляді:

$$K(t-t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)}, \quad (8.43)$$

де δ та δ_1 — параметри повзучості, які визначаються експериментально.

З рівняння (8.43) випливає, що в момент прикладення навантаження, тобто коли $(t-t_0)=0$, швидкість деформації повзучості має кінцеве значення, яке дорівнює δ . При $t \rightarrow \infty$ експоненціальне ядро надає деформації повзучості швидкості, що наближається до нуля.

Розв'язання рівняння (8.39) з використанням експоненціального ядра при постійній напрузі $\sigma(t)=\text{const}=\sigma$ дає вираз

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_m} \left[1 + \frac{\delta}{\delta_1} (1 - e^{-\delta_1 t}) \right]. \quad (8.44)$$

При $t \rightarrow \infty$

$$\varepsilon_\infty = \frac{\sigma}{E_m} \left(1 + \frac{\delta}{\delta_1} \right). \quad (8.45)$$

При $t=0$

$$\varepsilon(0) = \sigma/E_m. \quad (8.46)$$

Резольвента експоненціального ядра має такий вигляд:

$$R(t-t_0) = \delta e^{-(\delta+\delta_1)(t-t_0)}. \quad (8.47)$$

Після інтегрування рівняння (8.40) з резольвентою (8.47) одержимо для постійної деформації $\varepsilon(t)=\text{const}=\varepsilon$

$$\sigma(t) = \varepsilon E_m \left[1 - \frac{\delta}{\delta+\delta_1} (1 - e^{-(\delta+\delta_1)t}) \right]. \quad (8.48)$$

Таким чином, з виразів (8.44), (8.48) можна зробити висновок, що рівняння Вольтерри з експоненціальним ядром описує миттєву деформацію, неусталену повзучість, релаксацію напруг. При цьому деформація повзучості має кінцеве значення, а релаксація напруг відбувається не до нуля.

Будь-яке диференціальне рівняння реологічних моделей можна звести до інтегрального рівняння Вольтерри, в якому ядро повзучості буде мати вигляд суми експоненціальних функцій вигляду (8.43). Таким чином, метод реологічних моделей є частковим випадком спадкової теорії Больцмана—Вольтерри.

Деякі особливості має ядро повзучості Дюффінга

$$K(t-t_0) = \delta (t-t_0)^{-\delta_2}, \quad (8.49)$$

де δ та δ_2 — константи рівняння, причому $0 < \delta < 1$. У момент прикладення навантаження $(t-t_0)=0$ швидкість деформації повзучості наближається до нескінченності. Інтегрування рівняння (8.39) при постійній напрузі з ядром Дюффінга при $t \rightarrow \infty$; $\varepsilon(\infty) \rightarrow \infty$ дає вираз

$$\varepsilon(t) = \frac{\delta}{E_m} \left[1 + \frac{\delta}{1+\delta_2} t^{(1-\delta_2)} \right]. \quad (8.50)$$

Таким чином, ядро повзучості Дюффінга описує зміну в часі деформації повзучості в степеневому вигляді, причому деформація повзучості може зростати необмежено.

При $\delta=1$ функція впливу (8.49) набирає вигляду

$$K(t-t_0) = \frac{\delta}{(t-t_0)} \quad (8.51)$$

і називається ядром повзучості Больцмана. Ядро Больцмана відповідає деформації повзучості, яка зростає за логарифмічною залежністю.

Ядро повзучості Ржаніцина об'єднує властивості експоненціального ядра та ядра Дюфінга і дорівнює їх добутку

$$K(t-t_0) = \frac{\delta \exp[-\delta_1(t-t_0)]}{(t-t_0)\delta_2} \quad (8.52)$$

Ядро повзучості (8.52) має ту особливість, що при $t \rightarrow 0$, $K(t-t_0) \rightarrow \infty$. При $t \rightarrow \infty$ швидкість деформації згідно з рівнянням (8.52) наближається до нуля. Ядро Ржаніцина описує затухаючу повзучість.

Для більш точного розв'язання реологічних задач використовують і складніші вирази ядер повзучості, але це значно утруднює розв'язання інтегральних рівнянь.

8.7. ВИЗНАЧЕННЯ ВТОРИННОЇ КОНСОЛІДАЦІЇ ГРУНТІВ

При зовнішньому завантаженні водонасичених ґрунтів протягом часу спостерігаються характерні етапи осідання: початковий S_0 (рис. 8.10, б), що відбувається до початку фільтраційної консолідації; етап осідання, зумовлений фільтраційною консолідацією $S_{f,c}$, або первинна консолідація; етап осідання S_s , що відповідає деформації внаслідок повзучості ґрунту.

Осідання, що розвивається після фільтраційної консолідації, звичайно називають *вторинною консолідацією*. Вважають, що вторинна консолідація відбувається тільки після закінчення первинної. Таке припущення не цілком відповідає дійсності, оскільки і первинна, і вторинна консолідації відбуваються одночасно. Але, враховуючи, що спочатку більш значна деформація відбувається за рахунок фільтраційного механізму ущільнення, а в подальшому переважає в'язкий характер деформування,

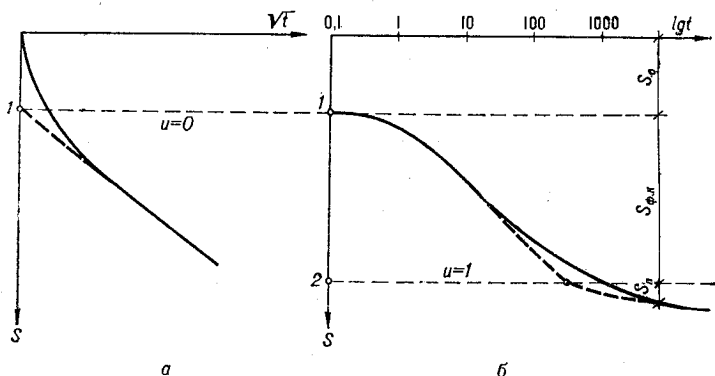


Рис. 8.10. Визначення меж фільтраційної консолідації:
а — початок; б — кінець

для зручності вважають, що в період фільтраційної консолідації повзучість не відбувається.

Для приблизного визначення початку фільтраційної консолідації використовують метод Д. Тейлора.

Початок фільтраційної консолідації визначають з початкової ділянки кривої ущільнення, побудованої в координатах $S - \sqrt{t}$ (рис. 8.10, а). Оскільки фільтраційне осідання порційне $\propto \sqrt{t}$, то, продовжуючи прямолінійну ділянку кривої ущільнення до осі осідань, одержують точку, яка відповідає початку фільтраційного ущільнення ($u=0$).

Кінець фільтраційного ущільнення ($u=1$) визначають (по А. Казагранде) з тієї ж кривої, але побудованої у півлогарифмічній системі координат $(S, \lg t)$ шляхом визначення точки перетину нижньої ділянки кривої фільтраційного ущільнення і першої ділянки кривої, що відповідає вторинній консолідації (рис. 8.10, а). Численні досліди показують, що ця ділянка кривої деформації лінійно залежить від $\lg t$ при великих проміжках часу. Величина фільтраційного осідання зображується на осі осідань відрізком 1—2 (рис. 8.10, б).

Закінчення процесу фільтраційної консолідації легко визначити експериментально шляхом безпосереднього вимірювання порового тиску. Фільтраційний етап ущільнення можна вважати закінченим, коли поровий тиск практично буде дорівнювати нулю. Подальше осідання можна розглядати як деформацію повзучості ґрунту.

Процес вторинної консолідації може бути описаний з допомогою рівнянь лінійної теорії спадкової повзучості, наприклад, для експоненціального ядра повзучості використовується залежність (8.44).

Для знаходження параметрів повзучості глинястих ґрунтів за результатами дренажних компресійних випробувань необхідно визначити:

коефіцієнт початкового порового тиску

$$\beta_0 = p_{w_0} / p, \quad (8.53)$$

де p_{w_0} — початковий поровий тиск у воді, вимірний безпосередньо після завантаження; p — повний тиск для даного ступеня навантаження;

коефіцієнт відносної стисливості ґрунту в стабілізованому кінцевому для даного ступеня стані

$$m_v^i = S_\infty / (p_i h_i), \quad (8.54)$$

де S_∞ — стабілізоване осідання ґрунту при даному ступені навантаження; h_i — висота шару ґрунту;

коефіцієнт відносної стисливості в момент прикладення навантаження (коефіцієнт первинної відносної стисливості) m_v^0 , що залежить від фільтраційних властивостей ґрунту

$$m_v^0 = K_f / (\gamma_w C_v), \quad (8.55)$$

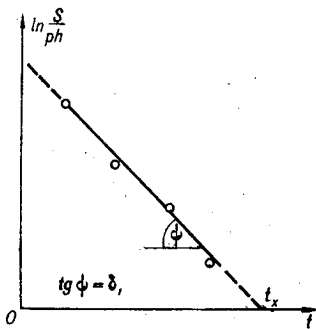


Рис. 8.11. Графік для визначення коефіцієнта затухання повзучості

мої до осі t (як впливає повзучість) буде чисельно повзучості δ_1 :

$$\delta_1 = tg \varphi. \quad (8.56)$$

Коефіцієнт ядра повзучості δ при одержаному значенні δ_1 визначають з формули

$$\delta = \delta_1 m_v'' / m_v', \quad (8.57)$$

де m_v'' — вторинний коефіцієнт відносної стисливості (за рахунок повзучості скелета ґрунту). Для затухаючої повзучості і експоненціального ядра

$$m_v'' = \frac{m_v^k - m_v'}{1 - e^{-\delta_1 t_f}}, \quad (8.58)$$

де t_f — час повної стабілізації осідання для даного ступеня навантаження.

Таким чином, за результатами проведених експериментів можна визначити всі характеристики, необхідні для знаходження деформацій повзучості водонасичених ґрунтів.

Необхідно також відмітити, що для визначення параметрів повзучості δ_1 , δ необхідно виконати кілька тривалих дренажних компресійних випробувань (кілька днів) з точним вимірюванням порового тиску і величини осідання.

8.8. ЗАГАЛЬНІ ПИТАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ МЕХАНІКИ ГРУНТІВ

У розд. 7 була розглянута залежність осідання жорсткого штампа від навантаження і в усіх розрахунках осідання було прийнято припущення, що між напругами та деформаціями існує лінійна залежність.

У ряді випадків величина осідання, одержана при такому розрахунку, виявляється значно меншою за припустиме значен-

де K_f , C_v — коефіцієнти фільтрації і консолідації на початку компресійного ущільнення.

Маючи показники β_0 , m_v^k , m_v' за наслідками спостережень за осіданням зразка ґрунту, який досліджується, після спаду до нуля порового тиску ($p_w = 0$) визначають відносні швидкості осідання за рахунок повзучості скелета ґрунту для різних проміжків часу. За одержаними даними будують графік залежності логарифма швидкості відносного осідання на одиницю тиску ($\ln S / (pn)$), де $S = \Delta S / \Delta t$ від часу t (рис. 8.11). Тангенс кута нахилу одержаної півлогарифмічної прямої експоненціальної форми ядра повзучості дорівнює коефіцієнту затухання

ня. Але прикласти більше навантаження, згідно з положеннями лінійної механіки ґрунтів, неможливо, тому що при зростаючих навантаженнях порушується прийнята в розрахунках лінійна залежність.

Порушення лінійної залежності через значний розвиток деформацій зрушень (пластичних деформацій) на зміну об'єму ґрунту залежить не тільки від суми головних напруг, але й від співвідношення між головними і дотичними напругами.

Зміна об'єму ґрунту при деформуванні називається *дилатацією*. Пухкі ґрунти мають дилатацію ущільнення, щільні ґрунти, навпаки, при деформуванні можуть збільшуватися в об'ємі за рахунок менш щільного упакування агрегатів. У зв'язку з цим виникає необхідність розглянути більш складний напружений стан ґрунтів, наприклад, про октаедричних площадках, рівнонахилених до площин, по яких діють головні напруги. Згідно з положеннями механіки суцільних середовищ, на ці площадки будуть діяти октаедричні напруги:

нормальні

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad (8.59)$$

дотичні

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}. \quad (8.60)$$

Для характеристики складного напруженого стану часто використовують параметр Надаї—Лоде

$$\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (8.61)$$

Для найпростіших напружених станів параметр Лоде має такі значення: при одноосьовому стисненні ($\sigma_1 > 0, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$) і при трьохосьовому симетричному стані ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$) він дорівнює $\mu_\sigma = -1$; у випадку одноосьового розтягу ($\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \sigma_3 < 0$) або при осьовому трьохосьовому напруженому стані ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) — $\mu_\sigma = +1$; при чистому зрушенні ($\sigma_1 = -\sigma_3 = \tau, \sigma_2 = 0$) або коли ($\sigma_2 = 0,5 (\sigma_1 + \sigma_3) > 0$), $\mu_\sigma = 0$. Напружений стан вважають подібним, якщо параметр μ_σ для цих випадків однаковий.

Для опису складних деформацій використовують їх розподіл на деформації форми та деформації об'єму. Деформацію об'єму при незначній її величині визначають як суму головних відносних деформацій

$$Q = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3. \quad (8.62)$$

Ця величина залежить від інтенсивності головних нормальних напруг або нормальної октаедричної напруги.

За міру деформації форми приймають інтенсивність деформацій зрушення

$$\Gamma = \sqrt{\frac{2}{3}(\gamma_1^2 + \gamma_2^2 + \gamma_3^2)}, \quad (8.63)$$

де $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ — найбільші (головні) деформації зрушення.

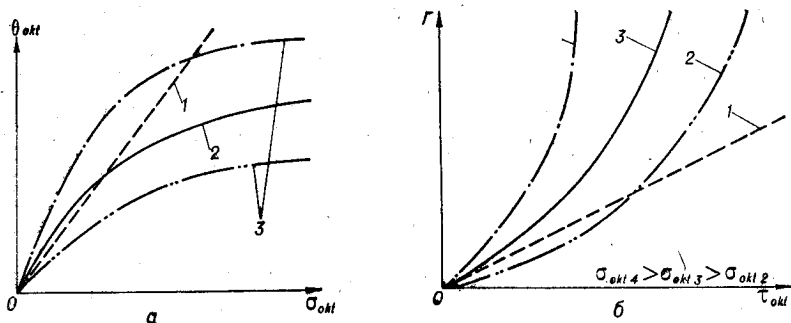


Рис. 8.12. Залежність деформацій від октаедричних напруг:
а — об'єму; б — форми

Інтенсивність деформацій зрушення залежить від інтенсивності напруг зрушення

$$T = \sqrt{\frac{2}{3}(\tau_1^2 + \tau_2^2 + \tau_3^2)} \quad (8.64)$$

(де τ_1, τ_2, τ_3 — найбільші зсуваючі напруги) і від нормальної октаедричної напруги, яку визначають за виразом (8.59).

У загальному вигляді

$$\Gamma = f_1(T, \sigma_{окт}). \quad (8.65)$$

Для деформації об'єму можна записати в загальному вигляді

$$\theta = f_2(T, \sigma_{окт}). \quad (8.66)$$

Функції f_1, f_2 визначають експериментально: при цьому від дії тільки дотичних напруг спостерігається деяке перегрупування агрегатів і частинок, що призводить до додаткового ущільнення (явище контрантації) або до розпушування (явище дилатації).

На рис. 8.12, а показано криві зміни відносної октаедричної деформації об'єму θ при зростанні нормальних октаедричних напруг $\sigma_{окт}$. Крива 2 — це експериментальна крива у випадку незмінності об'єму при дії дотичних напруг; криві 3 — експериментальні криві при зміні об'єму внаслідок впливу деформацій зрушення.

На рис. 8.12, б показана залежність міри деформації форми Γ від дотичних октаедричних напруг $\tau_{окт}$. Лінія 1 тут, як і в попередньому випадку, відповідає лінійній залежності між напругами і деформаціями. Криві 2, 3, 4 показують, як впливає зростання октаедричних напруг на характер залежностей між дотичними октаедричними напругами $\tau_{окт}$ і інтенсивністю деформації форми Γ . Як видно з рис. 8.12, б, зростання октаедричних дотичних напруг призводить до відповідного зростання інтенсивності деформації форми.

Аналізуючи графіки на рис. 8.12, можна зробити висновок, що лінійна залежність між напругами і деформаціями може

бути використана лише при порівняно незначних октаедричних нормальних і дотичних напругах. При більших значеннях цих напруг необхідно враховувати нелінійну залежність між напругами і деформаціями ґрунтів. Така необхідність звичайно виникає при проектуванні важких споруд (атомних реакторів, гребель, дамб, тощо), через які передається на ґрунт тиск, що значно перевищує розрахунковий.

Положення нелінійної механіки ґрунтів дозволяють раціональніше проектувати фундаменти звичайних споруд за рахунок більш ефективного використання міцності ґрунту, але до цього часу ця можливість використовується порівняно рідко, тому що для розрахунків деформацій згідно з положеннями нелінійної механіки ґрунтів необхідно визначити з високою точністю велику кількість параметрів деформування ґрунту. При цьому розрахунки виконують методом ітерації з використанням обчислювальної техніки.

8.9. ПОВЗУЧИСТЬ ҐРУНТІВ ПРИ ЗСУВІ

Для багатьох підпирних споруд, на які постійно діють зсуваючі сили (набережні, дамби, греблі, підпирні стінки, тощо), суттєве значення має усталена повзучість ґрунтів при зсуві.

Зміна в часі відносної деформації зсуву може бути зображена кривою, подібною до зображених на рис. 8.2, необхідно лише замість деформації відносного стиснення ε відкласти деформацію відносного зсуву Γ . У загальному вигляді це можна записати рівнянням

$$\Gamma = \Gamma_m + w(t), \quad (8.67)$$

де Γ_m — миттєва (що відновлюється) деформація зсуву; $w(t)$ — міра повзучості (нелінійна функція від t), яка описує усталену і затухаючу частину деформацій зсуву. Деформації затухаючої повзучості при зсуві можуть бути описані з допомогою рівнянь лінійної спадкової повзучості.

Побудуємо так звані реологічні криві при зсуві, беручи за вертикальну координату відносну (на одиницю товщі, що зсувається) швидкість деформацій при зсуві $\dot{\Gamma}$, а за горизонтальну — зсуваючі напруги τ . На реологічній кривій можна виділити три характерні ділянки: AO — початковий граничний опір зсуву (поріг повзучості при зсуві), AB — початкову неусталену ділянку повзучості, BC — ділянку усталеної пластично-в'язкої течії. Як видно з рис. 8.13, відносна швидкість деформації зсуву зростає при зменшенні напруг, перпендикулярних до поверхні зсуву.

Для етадії усталеної пластично-в'язкої течії

$$\tau_i - \tau_0 = \dot{\Gamma} \operatorname{tg} \nu, \quad (8.68)$$

де $\operatorname{tg} \nu = \eta$ — коефіцієнт в'язкості; τ_0 — початковий опір зсуву.
Тоді

$$\tau_i = \tau_0 + \eta \dot{\Gamma}. \quad (8.69)$$

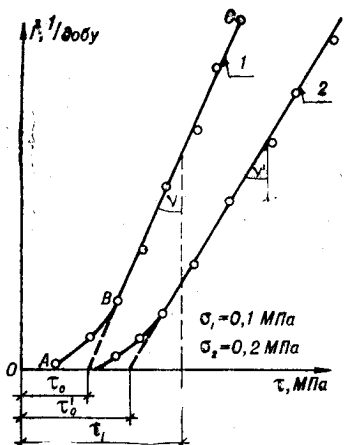


Рис. 8.13. Реологічні криві пилувато-глинястого ґрунту при зрушенні

з, то замість τ_i необхідно підставити τ_{zx} , а замість $\tau_0 - \tau_{0z}$

$$v_z = [(\tau_{zx} - \tau_{0z})/\eta] z. \quad (8.72)$$

При розрахунку швидкості зміщень підірних споруд τ_{zx} визначається за теорією лінійно деформівних тіл, а початковий опір зсуву τ_{0z} (поріг повзучості) відповідає граничному опору зсуву при недренованому і неконсолідованому стані ґрунту даної вологості. За умов плоскої задачі

$$\tau_{zx} = \frac{2q}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{b_1}{z} - \frac{bz}{z^2 + b_1^2} \right), \quad (8.73)$$

де q — горизонтальне рівномірно розподілене навантаження; b_1 — половина ширини підшви підірної споруди;

$$\tau_{0z} \geq (\sigma + \gamma_z) \operatorname{tg} \varphi_w + C_c, \quad (8.74)$$

де σ — середня для шару, що розглядається, стискаюча напруга; φ_w — кут внутрішнього тертя при даній вологості; C_c — структурно-незворотне (крихке) зчеплення.

Визначивши потім глибину активної зони усталеної повзучості при зсуві d за умови $\tau_{zx} = \tau_{0z}$ та підставивши їх значення в рівняння (8.72), одержимо швидкість зміщення підірної споруди при зсуві

$$v = \frac{d}{\eta} \left\{ \frac{2q}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{b_1}{d} - \left[\left(\sigma + \frac{\gamma d}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_w + C_c \right] \right\}. \quad (8.75)$$

Зазначимо, що замість частини рівняння у квадратних дужках можна використати середнє для шару, що розглядається, значення граничного тривалого опору зсуву τ_l .

Таким чином, ми одержали для зсуву раніше розглянуте рівняння стану моделі Бінгама—Шведова.

Відносна швидкість деформацій зсуву

$$\dot{\gamma} = v/z, \quad (8.70)$$

де v — швидкість зміщень при зсуві; z — товщина шару ґрунту, що зсувається.

Швидкість зміщень при зрушенні можна визначити з виразу

$$v = [(\tau_i - \tau_0) \eta] z. \quad (8.71)$$

У розрахунках за початковий опір зсуву необхідно приймати тривалий граничний опір зсуву $\tau_i = \tau_0$.

Якщо розглянути плоске зрушення на деякій глибині шару ґрунту

8.16. НЕЛІНІЙНІ СПАДКОВІ ТЕОРІЇ ПОВЗУЧОСТІ

Для випадку, коли залежність між напругою і деформаціями повзучості нелінійна, а криві повзучості подібні, Ю. М. Работнов запропонував урахувати нелінійність процесу повзучості з допомогою такого рівняння:

$$\varphi[\varepsilon(t)] = \sigma(t) + \int_0^t K(t-t_0) \sigma(t_0) dt_0, \quad (8.76)$$

де функція $\varphi(\varepsilon)$ є аналітичним виразом діаграми «деформація — напруга» до моменту часу $t=0$.

Якщо розв'язати рівняння (8.76) відносно напруг, можна одержати вираз

$$\sigma(t) = \varphi[\varepsilon(t)] - \int_0^t R(t-t_0) \varphi[\varepsilon(t_0)] dt_0. \quad (8.77)$$

Як бачимо, у рівняння спадкової повзучості введені функції зв'язку між деформацією і напругою $\varphi(\varepsilon)$, а не безпосередньо деформації і напруги.

Розв'язавши диференціальні рівняння (8.76), (8.77) відповідно при постійних напругах і деформаціях, одержимо вирази для ядер повзучості і релаксації:

$$K(t) = \frac{1}{\sigma} \frac{d\varphi(\varepsilon)}{dt}; \quad (8.78)$$

$$R(t) = \frac{1}{\varphi(\varepsilon)} \frac{d\sigma}{dt}. \quad (8.79)$$

У 1951 р. М. І. Розовський запропонував для теорії спадкової повзучості приймати залежність між миттєвими деформаціями і напругами лінійною, а між деформаціями повзучості і напругами — нелінійною:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_m} - \int_0^t K(t-t_0) F[\sigma(t_0)] dt_0, \quad (8.80)$$

де $F(\sigma)$ — нелінійна функція, що характеризує залежність деформацій повзучості від напруг для фіксованого моменту.

Ядро повзучості рівняння стану (8.80) при постійній напрузі визначають за формулою

$$K(t) = \frac{1}{F(\sigma)} \cdot \frac{d\varepsilon}{dt}. \quad (8.81)$$

Згідно з теорією Маслова—Арутюняна, залежність між напругою і миттєвою деформацією вважається лінійною, а між напругою і деформацією повзучості — нелінійною.

Для лінійної відносно деформації нелінійний варіант повзучості Арутюняна зводиться до виразу

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_0^t \sigma(t_0) \frac{\partial}{\partial t_0} \left[\frac{1}{E(t_0)} \right] dt_0 - \\ & - \int_0^t F[\sigma(t_0)] \frac{\partial}{\partial t_0} C(t_1 t_0) dt_0, \end{aligned} \quad (8.82)$$

де $F(\sigma)$ — нелінійна функція, що характеризує залежність деформацій від напруг.

8.11. ПРИБЛИЗНЕ ВРАХУВАННЯ НЕЛІНІЙНОГО ЗВ'ЯЗКУ МІЖ НАПРУГАМИ І ДЕФОРМАЦІЯМИ ПРИ РОЗРАХУНКУ ОСІДАННЯ

Однією з головних у механіці ґрунтів є задача про напружено-деформівний стан ґрунтової основи під дією зовнішнього навантаження, прикладеного на поверхні. У рамках теорії лінійного деформування ця задача розв'язана для різноманітних випадків. Розв'язання такої задачі з допомогою теорії нелінійного деформування і врахуванням повзучості, впливу середньої нормальної напруги, дилатації та інших явищ у загальному вигляді можливе з допомогою ЕОМ і в цьому напрямі ведуться дослідження.

Найпростіший аналітичний засіб врахування нелінійності при визначенні осідання ґрунту полягає в тому, що розподіл напруг приймають згідно з положеннями теорії пружності, тоді як осідання визначають з врахуванням нелінійності і повзучості. У цьому випадку осідання можна визначити відомим методом елементарного підєумовування:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\beta}{E_i} \sigma_{zi} h_i, \quad (8.83)$$

де σ_{zi} — тиск у i -му шарі основи, розрахований за відомими формулами теорії пружності або з допомогою спеціальних таблиць (див. СНиП 2.02.01-83); E_i — модуль деформації, який розглядають у даному випадку як змінну величину, що залежить від навантаження і часу: $E_i = E(\sigma_i, t)$. У загальному вигляді її значення можна виразити співвідношенням

$$E(\sigma_i, t) = \frac{\sigma}{f(\sigma)} \Phi(t). \quad (8.84)$$

Якщо виходити з степеневого закону деформування, вираз (8.84) можна записати так:

$$E(\sigma, t) = \frac{A_2^{1/m} \sigma^{(m-1)/m}}{1 + \delta t^\beta}, \quad (8.85)$$

де A_2 і m — коефіцієнти деформування і зміцнення при умовно-миттевому навантаженні; δ та β — параметри, які одержують з дослідів на повзучість.

Знайдемо значення умовно-миттевого модуля деформації, прийнявши $t=0$:

$$E(\sigma, 0) = A_2^{1/m} \sigma^{(m-1)/m}. \quad (8.86)$$

При $t \rightarrow \infty$ маємо $E(\sigma, \infty) \rightarrow 0$.

Таким чином, кожному значенню напруги σ_i буде відповідати своє значення модуля E_i , причому усі ці значення змінюються

у масі. У розрахунку приймають значення E_i , які відповідають строку експлуатації споруди.

Значення модуля деформації $E(\sigma, t)$ визначають експериментально з дослідів на одноосне стиснення, або з польових досліджень на вдавлювання штампу. При цьому вплив на величину осідання бічного розширення

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}, \quad (8.87)$$

де ν — коефіцієнт Пуассона.

Якщо закон деформування прийняти у вигляді дробово-лінійної залежності, то вираз (8.84) матиме вигляд

$$E(\sigma, t) = \frac{E_m [T(1 - \sigma/\sigma_s) + t(1 - \delta\sigma/\sigma_s)]}{T + \delta t}. \quad (8.88)$$

При $t=0$ і $t \rightarrow \infty$ формула (8.88) характеризує відповідно умовно-миттєве і гранично тривале значення модуля деформації:

$$E(\sigma, 0) = E_m(1 - \sigma/\sigma_m); \quad E(\sigma, \infty) = E_\infty(1 - \sigma/\sigma_\infty). \quad (8.89)$$

У виразах (8.88), (8.89) $\sigma_s = \sigma_0$ — гранична напруга при умовно-миттєвому завантаженні ($t=0$); $\sigma_\infty = \sigma_s/\delta$ — гранично тривала напруга (при $t \rightarrow \infty$); E_m — значення модуля деформації при $p \rightarrow 0$ і $t \rightarrow 0$; $E_\infty = E_m/\delta$ — значення модуля деформації при $p \rightarrow 0$, але $t \rightarrow \infty$, T і δ — параметри. Під граничними напругами σ_m та σ_∞ розуміють напруги, що приводять до необмежено великих осідань, які виникають у початковий момент (σ_m) та при тривалій дії (σ_∞).

Другим приблизним методом урахування нелінійності і повзучості ґрунту при розрахунку осідання є використання відомого розв'язку Шлейхера, одержаного для пружного напівпростору. При цьому значення модуля деформації приймають змінним у вигляді (8.84).

Тоді

$$S = \frac{1 - \nu^2}{E(\sigma, t)} \omega b \sigma, \quad (8.90)$$

де ω — коефіцієнт, що залежить від форми підшови та жорсткості фундаменту (береться з таблиць); b — ширина прямокутного або діаметр круглого фундаменту.

Підставивши у рівняння (8.90) E у вигляді (8.85), одержимо

$$S = \frac{(1 - \nu^2) \omega b}{A_z^{1/m}} \sigma^{1/m} (1 + \delta t^\beta). \quad (8.91)$$

Якщо ж підставити в (8.90) E у вигляді (8.88), то будемо мати

$$S = \frac{(1 - \nu^2) \omega b}{E_m} \frac{\sigma(T + \delta t)}{T(1 - \sigma/\sigma_s) + t(1 - \delta\sigma/\sigma_s)}. \quad (8.92)$$

Ця формула справедлива для однорідного масиву ґрунту необмеженої товщини. При наявності жорсткого підетильного шару, що залягає на глибині h від підшови фундаменту, можна

використати формулу С. С. В'ялова та А. Л. Миндича для смуго-подібного навантаження шириною b :

$$S = \frac{(1-v^2)nb}{E_m} \frac{\sigma(T+\delta t)}{T(1-\sigma/\sigma_s) + t(1-\delta\sigma/\sigma_s)}, \quad (8.93)$$

де $n = (1,07 h/b) / (1 + 0,4 h/b)$ — коефіцієнт, що враховує вплив підстильного жорсткого шару. При $t=0$ за формулами (8.91), (8.92), (8.93) можна розрахувати значення початкового осідання, яке відповідно дорівнює:

$$S_0 = \frac{(1-v^2)\omega b}{A_2^{1/m}} \sigma^{1/m}, \quad (8.94)$$

$$S_0 = \frac{(1-v^2)\omega b\sigma}{E_m(1-\sigma/\sigma_m)}; \quad (8.95)$$

$$S_0 = \frac{(1-v^2)nb\sigma}{E_m(1-\sigma/\sigma_m)}. \quad (8.96)$$

При $t \rightarrow \infty$ за формулою (8.91) одержують необмежене зростання осідання (при розрахунках за цією формулою слід приймати кінцеве значення t , що дорівнює періоду експлуатації споруди), а за формулами (8.92), (8.93) — значення стабілізованих гранично тривалих осідань, що відповідно дорівнюють:

$$S_\infty = \frac{(1-v^2)\omega b\sigma}{E_\infty(1-\sigma/\sigma_\infty)}; \quad (8.97)$$

$$S_\infty = \frac{(1-v^2)nb\sigma}{E_\infty(1-\sigma/\sigma_\infty)}. \quad (8.98)$$

Експериментальна перевірка залежностей (8.97) та (8.98) показала, що результати аналітичних рішень і натурні спостереження близькі між собою.

Значення коефіцієнта Пуассона ν можна визначити через співвідношення модулів лінійної деформації E або деформації зрушення G і модуля об'ємної деформації k (причому ці модулі розглядаються як змінні величини):

$$\nu = \frac{k(\sigma_m, t) - E(\sigma_z, t)}{2k(\sigma_m, t)} = \frac{k(\sigma_m, t) - 2G(\tau_i, t)}{2[k(\sigma_m, t) + G(\tau_i, t)]}. \quad (8.99)$$

Коефіцієнт ν буде постійною величиною в тому випадку, коли $k(\sigma_m, t)/G(\tau_i, t) = \text{const}$; це можливо лише тоді, коли криві зрушення і об'ємних деформацій будуть подібними.

У дійсності закономірності цих деформацій відрізняються і відповідно коефіцієнт ν буде змінною величиною $\nu = \nu(\tau_i, \sigma_m, t)$.

Межі зміни цього коефіцієнта звичайно невеликі, множник $(1-\nu^2)$ змінюється ще менше. Наприклад, при $0,3 \leq \nu \leq 0,5$ значення $(1-\nu^2)$ змінюється у межах від 0,91 до 0,75. Тому при використанні виразу (8.90) та виведених з нього формул (8.91) — (8.98) можна вважати $\nu = \text{const}$, що відповідає припущенню про постійність співвідношення між модулями об'ємної деформації та деформації зрушення k/G . Справедливості такого припущення підтверджується даними експериментів.

Але при необхідності змінність v може бути врахована, для чого у вираз (8.90) треба ввести значення $v(\sigma, t)$, одержане з формули (8.99).

**Контрольні запитання і завдання
для самостійної роботи**

1. Які процеси вивчає реологія?
2. З яких частин складається деформація ґрунту в часі?
3. Що таке повзучість і релаксація ґрунту?
4. Які характерні стадії повзучості можна виділити на реологічній кривій?
5. Які фізичні процеси відбуваються в ґрунті на різних стадіях повзучості?
6. Як залежить вигляд кривих повзучості від навантаження?
7. Як зв'язані між собою повзучість і релаксація?
8. Що розуміють під тривалою міцністю ґрунту?
9. Як визначають тривалу міцність ґрунту?
10. Який вигляд мають залежності між деформаціями і напругами для різних видів повзучості?
11. Які умови відповідають лінійній і нелінійній теорії повзучості?
12. Що таке властивість спадковості?
13. Що таке старіння матеріалу?
14. Назвіть найпростіші теорії повзучості.
15. У чому полягає метод механічних моделей в реології?
16. Покажіть моделі пружно в'язких тіл.
17. Покажіть моделі пружно пластичних і пластично в'язких тіл.
18. Що таке принцип суперпозиції?
19. Який вигляд мають вирази для визначення відносної деформації і релаксації згідно з теорією Больцмана—Вольгерри?
20. Що таке ядра повзучості і релаксації?
21. Які вирази можна використати для визначення ядер повзучості?
22. Як визначають межі фільтраційної консолідації ґрунту?
23. Як визначають параметри ядра повзучості при фільтраційній вторинній консолідації?
24. Що таке октаедричні напруги?
25. Які значення має параметр Надаї—Лоде для найпростіших видів напруженого стану?
26. Що таке дилатація?
27. Як визначається деформація об'єму і форми?
28. Які переваги має нелінійна механіка ґрунтів перед лінійною?
29. Які характерні ділянки має графік повзучості ґрунтів при зрушенні?
30. Як визначають швидкість зміщень підірних споруд?
31. Що таке граничний тривалий опір зрушенню?
32. Перерахуйте відомі вам теорії нелінійної повзучості.
33. Як приблизно враховують нелінійність при використанні методу поширеного підсумовування?
34. Як визначають коефіцієнт бічного розширення?
35. Як використати розв'язок Шлейхера для врахування нелінійності деформацій ґрунтів?
36. Як визначають осідання для смугоподібного навантаження з урахуванням нелінійності?
37. Як ураховують змінність коефіцієнта Пуассона при розрахунках осідання ґрунтів?

9. ТЕОРІЯ ГРАНИЧНОГО НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ҐРУНТІВ І ЇІ ЗАСТОСУВАННЯ

9.1. ПОНЯТТЯ ПРО ГРАНИЧНІ СТАНИ, ФАЗИ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ҐРУНТІВ

Граничним напруженим станом масиву ґрунту є такий стан, коли найменше додаткове навантаження або мінімальне зменшення міцності ґрунту може спричинити порушення існуючої рівноваги і втрату стійкості.

У масиві ґрунту виникають поверхні ковзання, різноманітні деформації зсувів, порушення природних властивостей ґрунту і зв'язків між окремими частинками і агрегатами.

Звичайно порушення існуючої рівноваги супроводжується випиранням ґрунту з-під фундаментів з їх значним осіданням, сповзанням ґрунтів на схилах, істотними переміщеннями та деформаціями конструкцій.

Такий напружений стан слід вважати абсолютно недопустимим під час будівництва та експлуатації споруд, тому при розв'язанні практичних задач дуже важливо правильно визначити максимально можливе навантаження на масив ґрунту, при якому ще зберігається його рівновага і не втрачається стійкість.

У теорії граничної рівноваги ґрунтів розглядаються задачі стійкості ґрунтів в основах будівель і споруд, стійкість ґрунтів в укосах, визначення тиску ґрунту на огорожуючі конструкції (підпірні стінки, тунелі), а також опір ґрунту переміщенню різноманітних будівельних конструкцій.

Початок розв'язанню задач граничної рівноваги був покладений більш ніж два сторіччя тому Ш. О. Кулоном. У кінці XIX ст. В. І. Курдюмов зробив оригінальні дослідження з допомогою фотографування визначив траєкторії ліній ковзання під час втрати стійкості піщаними ґрунтами. У подальшому значний внесок в теорію граничного стану був зроблений В. В. Соколовським, С. С. Голушкевичем, В. Г. Березанцевим та ін.

Розглянемо процес деформації ґрунту під час дії на нього місцевого зростаючого навантаження.

У початковий період осідання зростає повільно і є приблизно лінійною функцією тиску (ділянка 0 — a на рис. 9.1, a). Осідання виникає за рахунок ущільнення ґрунту нижче підшви фундаменту.

Подальше зростання навантаження зумовлює більш швидке зростання осідань, тому графік залежності $S=f(p)$ одержує криволінійне окреслення (ділянка a — b на рис. 9.1, a). Крім ущільнення ґрунту в основі поступово виникають зсуви. Спочатку зсуви з'являються в окремих точках, а потім при зростанні тиску поширюються, охоплюючи все більший простір. Деякі площадки зсувів, які виникають на протязі другої фази, поступово з'єднуються, утворюючи під навантаженням фундаментом су-

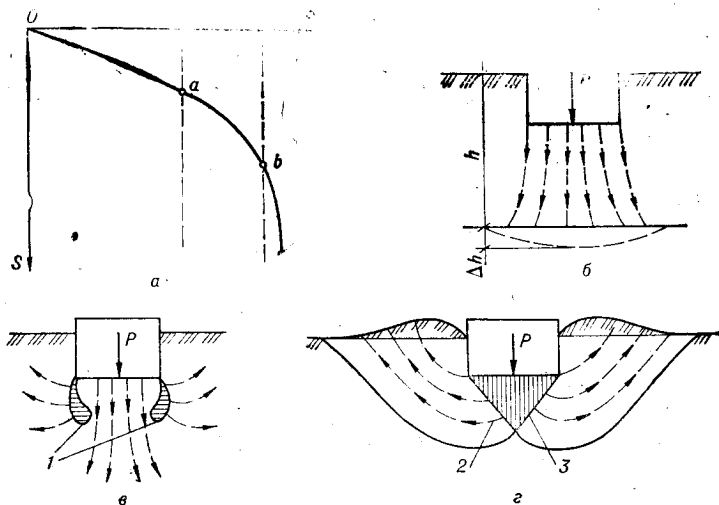


Рис. 9.1. Схема розвитку деформацій ґрунту:

a — графік залежності осідання від навантаження; *б* — ущільнення ґрунту; *в* — утворення зон зсувів; *г* — випирання ґрунту на поверхню; *1* — зона зсувів; *2* — лінія ковзання; *3* — ущільнене ядро

ціальну поверхню ковзання. Таким чином, у кінці другої фази ґрунт уже підготовлений до настання третьої фази (ділянка *в* — *с* на рис. 9.1, *a*), під час якої фундамент значно осідає, ґрунт втрачає несучу здатність і переміщується на поверхню по суцільних поверхнях ковзання.

Третя фаза на практиці звичайно виникає раптово і має катастрофічний характер.

Виходячи із вищесказаного, можна стан ґрунту під фундаментом розділити на три фази: ущільнення, зсувів та випирання ґрунту.

Радянські і закордонні вчені виконали багато дослідів для виявлення послідовності деформацій ґрунту і умов порушення його міцності. Було встановлено, що в першій фазі деформацій частинки ґрунту рухаються вниз з незначним відхиленням у сторону від вертикалі (рис. 9.1, *б*). Зона переміщень ґрунту поширюється на значну глибину, як правило, значно більшу за ширину фундаменту. Чим вища щільність ґрунту, тим на більшій глибині спостерігається рух частинок.

Наявність приблизно лінійної залежності між осіданням і навантаженням дозволяє, як це було зазначено в розд. 7, застосувати для розрахунків напруг і визначення кінцевих осідань у фазі ущільнення теорію лінійно деформованого середовища.

У другій фазі напруги зсуву, насамперед досягають величини граничного опору ґрунту зсуву під краями фундаменту, що призводить до зародження в цих місцях локальних зон зсуву, які відокремлюють ґрунт, що переміщується фундаментом, від оточуючого масиву (рис. 9.1, *в*). Чим більше розвиваються в

основі зони зсуву, тим інтенсивніше зростає осідання і тим більше часу потрібно для його загасання. Але, які б не були значні деформації у цій фазі, вони не можуть спричинити раптового руйнування основи. Таким чином, і в другій фазі не спостерігаються явища, які безпосередньо загрожують безпечній експлуатації споруди внаслідок порушення міцності ґрунту.

Наприкінці другої фази під підошвою фундаменту закінчується утворення ущільненого ядра, і в третій фазі воно рухається разом з фундаментом як одне ціле. Ядро «розклинює» оточуючий ґрунт і зсуває його в напрямках найменшого опору, тобто в боки і вгору (рис. 9.1, з).

Відбувається руйнування основи, фундамент та надземні конструкції мають аварійні деформації. У багатьох випадках при ексцентричному прикладенні навантаження відбуваються частковий поворот фундаменту та зміщення його вбік. Для великих ексцентриситетів можливе одnobічне випирання ґрунту на поверхню і значний крен споруди.

Тиски на основу, що відповідають характерним точкам графіка залежності між навантаженням і осіданням, мають назву *критичних тисків*. Розрізняють два види таких тисків. Перший відповідає межі між першою та другою фазами, тобто між фазою ущільнення і фазою зсувів. Оскільки в першій фазі залежність між осіданням і тиском приймається лінійною, а в другій ця залежність порушується, перший критичний тиск має також назву *межі пропорційності*.

Другий критичний тиск відповідає межі між другою та третьою фазами, тобто між фазою зсувів і фазою випирання ґрунту. Другий критичний тиск має також назву *межі міцності*, або *межі несучої здатності, основи*.

9.2. РІВНЯННЯ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ ДЛЯ СИПУЧИХ ТА ЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ

Розглянемо дію на поверхню ґрунту місцевого навантаження в довільній точці ґрунту M (рис. 9.2, а) для довільної площадки mn , що проходить через цю точку під кутом α_i . У точці M виникають нормальні і дотичні напруги. До нормальних напруг при математичному розгляді питання можна віднести також тиск зв'язності p_e (рис. 9.2, в), що чисельно дорівнює $p_e = c \operatorname{ctg} \varphi$. Тоді на площадку mn будуть діяти нормальна напруга $\sigma_{\alpha_i} + p_e$ та дотична τ_{α_i} .

При зміні кута α_i складові напруг також будуть змінюватись, і, коли дотичні (зсуваючі) напруги досягнуть деякої частини нормальних, виникне, як показують досліди на зсув, ковзання однієї частини ґрунту вздовж другої.

Таким чином, умовою граничної рівноваги ґрунту буде

$$\tau_{\alpha_i} \leq f(\sigma_{\alpha_i} + p_e), \quad (9.1)$$

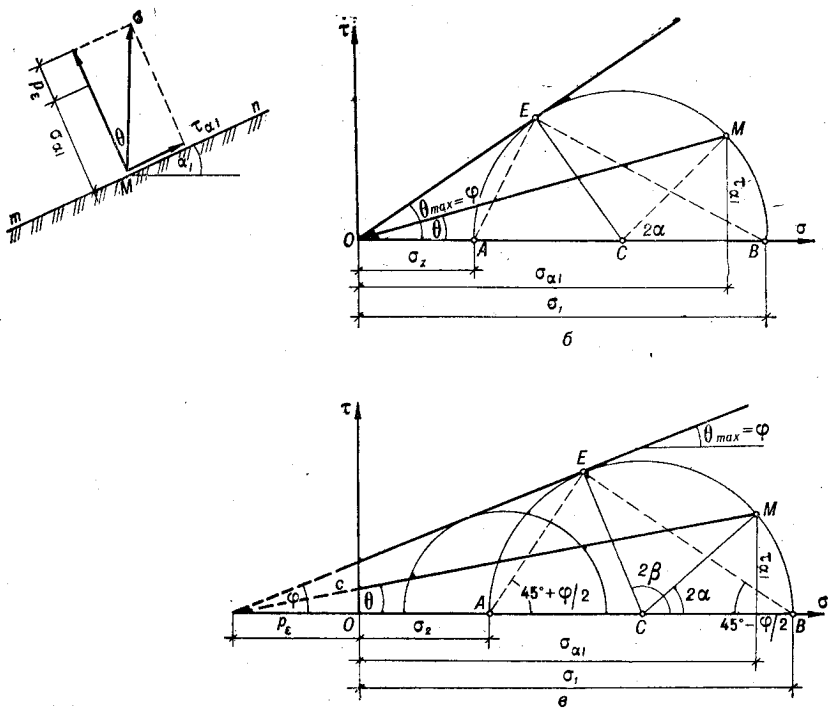


Рис. 9.2. Діаграми граничних напруг:

а — схема напруг у точці масиву; б — для незв'язного ґрунту; в — для зв'язного ґрунту.

або

$$\tau_{\alpha_i} / (\sigma_{\alpha_i} + p_e) \leq f, \quad (9.2)$$

де f — постійна величина, яка в граничному стані є тангенс кута нахилу прямолінійної обвідної кіл граничних напруг.

У свою чергу, відповідно до рис. 9.2, а,

$$\tau_{\alpha_i} / (\sigma_{\alpha_i} + p_e) = \operatorname{tg} \theta, \quad (9.3)$$

де $\operatorname{tg} \theta$ — тангенс кута відхилення θ , тобто кута, на який відхиляється повна напруга для площадки σ від нормалі до цієї площадки.

Через точку M можна провести безліч площадок, подібних mn , тому необхідно відшукати найбільш не вигідну, для якої буде існувати максимальний кут відхилення θ .

Тоді

$$\operatorname{tg} \theta_{\max} \leq f. \quad (9.4)$$

Розглянемо умови граничної рівноваги для сипучих і зв'язних ґрунтів. Для сипучих ґрунтів, відповідно до діаграми зсуву (рис. 9.2, б), максимального значення кут відхилення досягне тоді, коли обвідна OE стане дотичною до кола граничних напруг.

Із трикутника *OEC* видно, що

$$\sin \varphi = \frac{EC}{OC}; EC = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2};$$

$$OC = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}.$$

Тоді

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}; \quad (9.5)$$

де σ_1 та σ_2 — головні напруги; φ — кут внутрішнього тертя ґрунту.

Вираз (9.5) і є умовою граничної рівноваги для сипучих ґрунтів. Після нескладних тригонометричних перетворень цьому виразу можна надати іншого вигляду:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (9.6)$$

або

$$\sigma_2/\sigma_1 = \operatorname{tg}^2(45^\circ \mp \varphi/2). \quad (9.7)$$

Вираз (9.7) широко застосовується для розрахунків тиску на огорожуючі конструкції.

Для зв'язних ґрунтів, відповідно до діаграми граничних напруг (рис. 9.2, *в*), одержимо умову граничної рівноваги у вигляді

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2p_e} = \sin \varphi, \quad (9.8)$$

звідки

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p_e \right). \quad (9.9)$$

Оскільки $p_e = c \operatorname{ctg} \varphi$, то вираз (9.9) можна записати у вигляді

$$\frac{1}{\cos \varphi} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \varphi \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c. \quad (9.10)$$

Цю формулу широко застосовують у задачах теорії граничної рівноваги.

Якщо з'єднати точку дотику граничної прямої *OE* з кінцем відрізка σ_2 (точка *A* на рис. 9.2, *в*), то напрям *EA* визначить напрям площадки ковзання. З рис. 9.2, *в* видно, що

$$\angle BCE = 2\beta = 90^\circ + \varphi,$$

звідки

$$\angle \beta = 45^\circ + \varphi/2.$$

Таким чином, в умовах граничної рівноваги площадки ковзання будуть нахилені під кутом $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ до напрямку площадки найбільшої головної напруги, або, що те ж саме, під кутом $\pm(45^\circ - \varphi/2)$ до напрямку головної напруги σ_1 .

Розглянемо диференціальні рівняння рівноваги ґрунтів у гранично напруженому стані для випадку плоскої задачі. Як відомо з теорії пружності, для цього випадку диференціальні рівняння рівноваги лінійно деформівних тіл при горизонтальній обмежувачій напівпростір площині (напрямок осі y — горизонтальний, z — вертикальний) записують в такому вигляді:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} &= \gamma, \end{aligned} \right\} \quad (9.11)$$

де σ_y , σ_z , $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ — складові напруг; γ — питома вага ґрунту.

У цих двох рівняннях три невідомі (σ_z , σ_y , τ_{yz}), тобто без додаткових умов задача статично невизначена.

Запишемо додаткове рівняння граничної рівноваги, замінивши у формулі (9.10) головні напруги σ_1 , σ_2 виразами їх складових напруг

$$\frac{[(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2]}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (9.12)$$

З урахуванням цієї умови задача стає статично визначеною.

Розв'язок диференціальних рівнянь рівноваги (9.11) разом з умовою граничної рівноваги (9.12) був одержаний в 1942 р. проф. В. В. Соколовським як система рівнянь гіперболічного типу.

Аналогічно розглядається і розв'язок диференціальних рівнянь у випадку просторової задачі.

9.3. ВИЗНАЧЕННЯ ПЕРШОГО КРИТИЧНОГО ТИСКУ НА ҐРУНТ

Розглянемо умови виникнення граничної рівноваги від дії смугоподібного рівномірно розподіленого навантаження (плоска задача). Нехай у межах нескінченної смуги (фундаменту) діє рівномірно розподілене навантаження p , з обох боків якого прикладено додаткове навантаження γd , де γ — питома вага ґрунту в межах глибини закладення фундаменту d . Схему дії навантаження зображено на рис. 9.3.

Вертикальна стискаюча напруга від власної ваги ґрунту у точці M

$$\sigma_{1g} = \gamma(d + z), \quad (9.13)$$

де z — глибина розміщення точки M нижче площини прикладення навантаження.

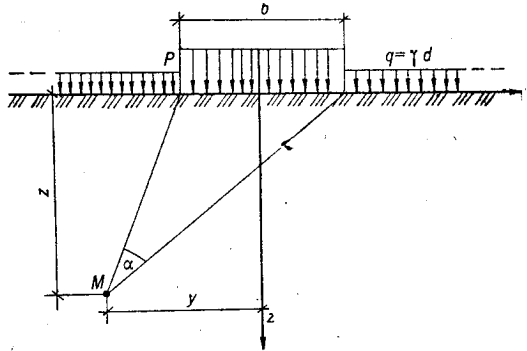


Рис. 9.3. Схема дії смугоподібного навантаження

Задача полягає в тому, щоб знайти таке навантаження p_{cr} , при якому зони зсуву (зони граничної рівноваги) тільки зароджуються під краями смуги.

Додаткове припущення про гідростатичний розподіл тиску від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{1z} = \sigma_{2z} = \gamma(h + z). \quad (9.14)$$

Умову граничної рівноваги приймемо у вигляді виразу (9.9):

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p_s \right).$$

Для точки M (рис. 9.3), розміщеної на осі z під кутом видимості α , знайдемо головні напруги з урахуванням дії власної ваги ґрунту як суцільного навантаження:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p - \gamma d}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma(d + z); \\ \sigma_2 &= \frac{p - \gamma d}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma(d + z). \end{aligned} \right\} \quad (9.15)$$

Підставимо значення σ_1 та σ_2 в умову граничної рівноваги і, враховуючи, що $p_s = c \operatorname{ctg} \varphi$, одержимо

$$\frac{p - \gamma d}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma d}{\pi} \alpha + dh + \gamma z \right) = c \cos \varphi. \quad (9.16)$$

Цей вираз можна розглядати як рівняння зони граничної рівноваги, а величину z — як ординату цієї зони, тому що він задовольняє умови граничної рівноваги (9.9).

Розв'язавши рівняння (9.16) відносно z , одержимо

$$z = \frac{p - \gamma d}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi - d. \quad (9.17)$$

Прирівняємо першу похідну z по α до нуля:

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p - \gamma d}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0. \quad (9.18)$$

Це рівняння задовольняється при $\cos \alpha = \sin \varphi$, тому $\alpha = \pi/2 - \varphi$, $\sin(\pi/2 - \varphi) = \cos \varphi$.

Після підстановки одержаних значень у вираз (9.17) і розв'язання його відносно p одержимо

$$p_{cr} = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi + \pi/2} (\gamma z_{max} + \gamma d + c \operatorname{ctg} \varphi) + \gamma d. \quad (9.19)$$

При відсутності зон граничної рівноваги $z_{max} = 0$. Ураховуючи цю умову, визначимо початковий (перший) критичний тиск

$$p_{cr}^f = \frac{\pi(\gamma d + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma d. \quad (9.20)$$

Ця формула відома в механіці ґрунтів як формула М. П. Пузиревського. Визначений з її допомогою тиск можна вважати абсолютно безпечним для основ фундаментів без застосування будь-яких коефіцієнтів безпеки.

Для практичного використання формули (9.19) припустимий розвиток зон зсувів (пластичних деформацій) на глибину $z_{max} = b/4$ (де b — ширина фундаменту).

З урахуванням цієї умови одержимо

$$p_{cr}^f = \frac{\pi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \pi/2} (0,25 b \gamma + \gamma d + c \text{ctg } \varphi) + \gamma d. \quad (9.21)$$

Виділимо окремі множники і умовно позначимо їх через A , B , D

$$\frac{0,25 \pi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \pi/2} = A; \quad \frac{\pi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \pi/2} + 1 = B;$$

$$\frac{\pi \text{ctg } \varphi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \pi/2} = D.$$

Тоді

$$p_{cr}^f = A b \gamma + B d \gamma + D c. \quad (9.22)$$

Коефіцієнти A , B , D залежать тільки від значення кута внутрішнього тертя ґрунту і можуть бути визначені з допомогою розрахункових таблиць, які вміщуються в будівельних нормах і правилах.

Рівняння (9.22) має вигляд канонічного виразу. Для практичних розрахунків додатково вводять коефіцієнти, що враховують особливості конструкцій споруд, умов їх експлуатації, засоби одержання показників фізико-механічних властивостей ґрунту тощо.

Для ідеально зв'язних ґрунтів, що мають малий кут внутрішнього тертя ($\varphi \approx 0$; $c \neq 0$), вираз початкового критичного тиску одержують так. Із умови граничної рівноваги

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \leq c \quad (9.23)$$

знаходять, що

$$\sigma_1 - \sigma_2 \leq 2c.$$

Підставляючи вирази для головних напруг при $z=0$, одержують

$$\frac{p - \gamma d}{\pi} \sin \alpha = c. \quad (9.24)$$

Цей вираз матиме максимум при $\sin \alpha = 1$, коли стан граничної рівноваги виникне під краями фундаменту

$$p_{cr}^f = \pi c + \gamma h \quad (9.25)$$

Одержану формулу часто застосовують при визначенні безпечного тиску для глинястих ґрунтів з незначним кутом внутрішнього тертя ($\varphi < 5 \dots 7^\circ$).

9.4. ВИЗНАЧЕННЯ ДРУГОГО КРИТИЧНОГО ТИСКУ НА ГРУНТ

Другим критичним тиском на ґрунт, як було розглянуто раніше, вважають граничний тиск, що відповідає повному використанню несучої здатності ґрунту і суцільному розвитку зон граничної рівноваги. Для основи фундаментів цей стан виникає після закінчення формування жорсткого ядра, яке деформує ґрунт і переміщує його в боки.

Розв'язання диференціальних рівнянь рівноваги сумісно з умовами граничної рівноваги дозволяє знайти точні обриси поверхні ковзання, використовуючи які можна достатньо точно визначити граничний тиск на ґрунт, який відповідає його максимальній несучій здатності.

Припустивши, що нижче підшови фундаменту залягає невагомий ґрунт ($\gamma = 0$), можна побудувати поверхні ковзання для смугоподібного рівномірно розподіленого навантаження, виходячи з того, що вони відхилені від напрямку найбільших головних напруг на кут $45^\circ - \varphi/2$. У цьому випадку безпосередньо під фундаментом два ряди перетнутих поверхонь ковзання утворюють у зоні OAB вертикальні ромби (рис. 9.4, *a*). У зоні OBC , як було доказано Прандтлем і Рейснером, один ряд поверхонь ковзання утворює прями лінії, що розходяться із точки O , а друге — логарифмічні спіралі. Далі в зоні OCD також утворюються ромби,

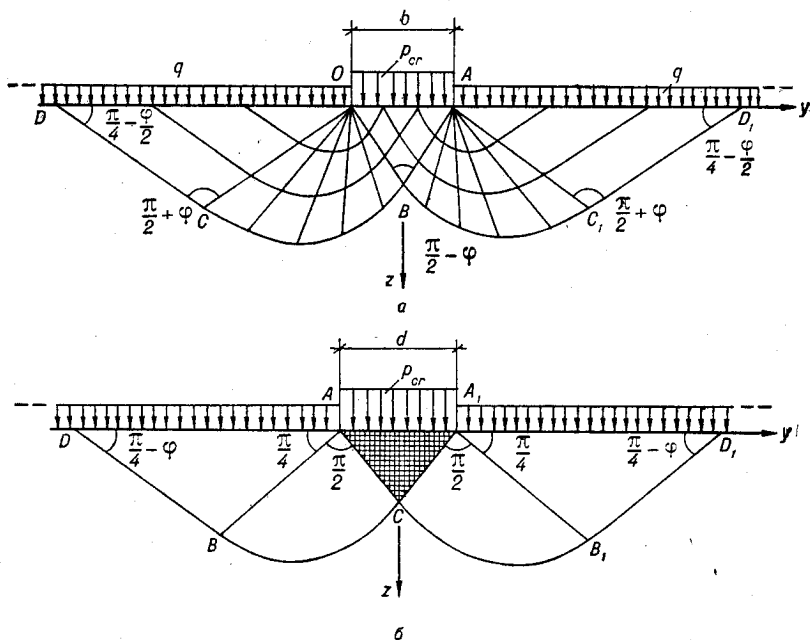


Рис. 9.4. Вигляд ліній ковзання:

a — плоска задача; *b* — осесиметрична задача

але горизонтальні, тому що в цій зоні найбільша головна напруга має горизонтальний напрям.

Під час розв'язання задач про граничний напружений стан ґрунтів можливі два випадки: 1) задане додаткове навантаження $q = \gamma d$ і треба знайти граничне значення інтенсивності смугоподібного навантаження $p_{гр}$, під дією якого в ґрунті під фундаментом виникає граничний стан; 2) задано інтенсивність навантаження і треба визначити додаткове навантаження, яке буде відповідати виникненню в ґрунті граничного стану.

Якщо враховувати власну вагу ґрунту, то побудова поверхонь ковзання значно ускладнюється. Воно стає ще складнішим при врахуванні жорсткості фундаменту та тертя ґрунту по його подошві. Розв'язання цієї задачі для смугоподібного навантаження виконано В. В. Соколовським, а для осесиметричної задачі — В. Г. Березанцевим. Крім того, В. Г. Березанцев зробив висновок, що внаслідок тертя ґрунту по подошві фундаменту під час втрати стійкості фундаменту разом з ним переміщується розташоване під ним жорстке ядро ущільненого ґрунту у вигляді прямокутного трикутника.

На схемі, зображеній на рис. 9.4, б, показано обрис обгортуючої поверхні ковзання під жорстким круглим фундаментом.

Після побудовання поверхні ковзання та розв'язання диференціальних рівнянь граничної рівноваги для визначення другого критичного (граничного) тиску одержують такий канонічний вираз:

$$p_{cr}^b = A_1 b \gamma + B_1 d \gamma + D_1 c_1, \quad (9.26)$$

де A_1 , B_1 , D_1 — коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя.

Як бачимо, вираз (9.26) є подібним до виразу (9.22), тобто формули для визначення першого та другого критичних тисків відрізняються лише значеннями сталих коефіцієнтів.

Для розрахунку несучої здатності фундаменту СНІП 2.02.01-83 пропонує такий вираз:

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1), \quad (9.27)$$

де b' — ширина фундаменту, l' — довжина фундаменту; N_γ , N_q , N_c — коефіцієнти несучої здатності, що залежать від кута внутрішнього тертя і визначаються з таблиць;

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 \frac{l'}{b'}; \quad \xi_q = 1 + 1,5 \frac{l'}{b'}; \quad \xi_c = 1 + 0,3 \frac{l'}{b'}$$

Розрахунок основ за несучою здатністю виконують для фундаментів значних розмірів, при наявності значних моментних та горизонтальних навантажень, для споруд, розміщених на схилах, а також якщо в основі залягають ґрунти, які повільно ущільнюються.

Для глинястих ґрунтів, що мають невеликий кут внутрішнього тертя, з метою спрощення розрахунків приймають при-

пущення, що $\varphi=0$. Тоді для смугоподібного рівномірно розподіленого навантаження можна застосувати розв'язок Прандтля:

$$p_{cr}^b = 5,14 c + q. \quad (9.28)$$

Для круглого фундаменту застосовують розв'язок Ішлінського:

$$p_{cr}^b = 5,7 c + q. \quad (9.29)$$

Розглянуті вище розв'язки враховують дію вертикального додаткового навантаження $q=\gamma d$, тому повністю відповідають умовам роботи тільки малозаглиблених фундаментів ($d/b \leq 0,5$). Для фундаментів середньої глибини закладення ($0,5 < d/b < 2$) та глибокого закладення ($d/b > 2$) замінити вплив глибини закладення фундаменту дією додаткового бічного навантаження неможливо, тому що це дає значні похибки, спричинені специфічними механічними процесами, які відбуваються в цьому випадку.

Порівняння результатів теоретичних розрахунків і експериментів дозволяє зробити такі висновки:

для ідеально зв'язних глинястих ґрунтів спостерігається практично повний збіг теоретичних і практичних результатів; значення максимальної несучої здатності ґрунту, одержані експериментально, в півтора і більше разів перевищують теоретичні результати, що свідчить про необхідність подальших досліджень для вдосконалення розрахункових методів.

9.5. ВПЛИВ РІЗНОМАНІТНИХ ФАКТОРІВ НА ХАРАКТЕР РУЙНУВАННЯ ОСНОВ І ГРАНИЧНИЙ ТИСК

Глибина закладення фундаментів істотно впливає на величину граничного навантаження та характер деформацій основи в третій фазі.

При дослідженні міцності піщаних ґрунтів було виявлено, що вирішальний вплив на характер руйнування дає не абсолютна, а відносна глибина закладення, тобто співвідношення глибини закладення до ширини фундаменту. Наприклад, загальний характер деформацій під фундаментом глибиною 4 м і шириною 2 м буде таким самим, як і під фундаментом глибиною 20 м і шириною 10 м, тому що відносне заглиблення в обох випадках буде однакове. Що ж стосується фази ущільнення та фази утворення локальних зон зсувів, то деформації в них за характером збігаються для будь-яких відносних заглиблень.

Відмінність полягає тільки в абсолютних величинах осідань: при однакових тисках під фундаментом з більшим відносним заглибленням осідання менші, ніж під менш заглибленим фундаментом тієї ж ширини.

Оскільки при глибокому закладенні фундаменту додатковий тиск $\sigma_{гг}$ зменшується (див. п. 7.10), осідання також буде меншим.

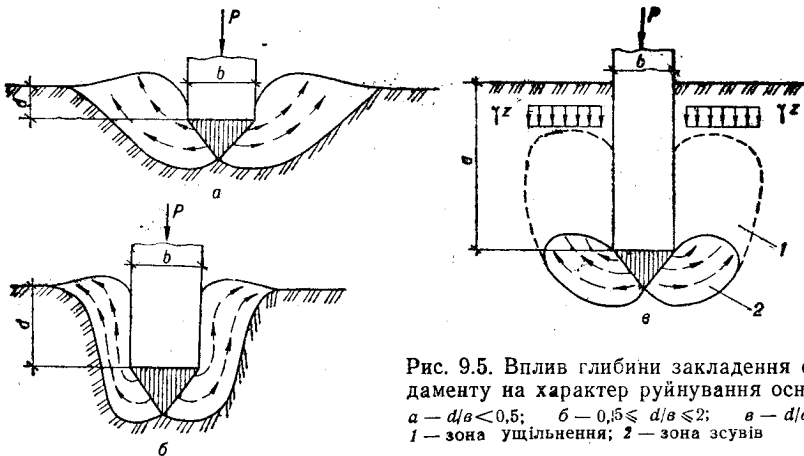


Рис. 9.5. Вплив глибини закладення фундаменту на характер руйнування основи:
 $a - d/b < 0,5$; $b - 0,5 \leq d/b \leq 2$; $c - d/b > 2$;
 1 — зона ущільнення; 2 — зона зсувів

Розглянемо вплив глибини закладення фундаменту в третій фазі для однорідного ґрунту.

Під фундаментом, що розташований на поверхні ґрунту або має незначне відносне заглиблення ($d/b \leq 0,5$), руйнування основи відбувається у вигляді випирання на поверхню ґрунту, що оточує фундамент. Він зсувається вздовж поверхні ковзання (рис. 9.5, а). При більшому заглибленні ($0,5 < d/b < 2$) також спостерігається випирання ґрунту, однак це випирання значно менше. Крім того, поверхня ковзання має S-подібний обрис (рис. 9.5, б). Порушення міцності основи відбувається при більшому навантаженні, тому що зсувається значно більший об'єм ґрунту, що оточує фундамент.

Для фундаментів глибокого закладення ($d/b = 2 \dots 4$) збільшення відносної глибини закладення приводить до того, що при досягненні граничного навантаження не спостерігається випирання ґрунту на поверхню, але зона граничних зсувів, що виникає при цьому, досягає площини підшви фундаменту і ущільнює ґрунт, розміщений біля бічних граней фундаменту (рис. 9.5, в). Фундаменти глибокого закладення мають високу несучу здатність.

При дуже великому заглибленні ($d/b > 4$) зони зсувів незначні і ґрунт, що зсувається, здатний викликати ущільнення тільки в зоні, що лежить нижче підшви фундаменту. Несуча здатність таких фундаментів значно більша, ніж у попередніх, тому що вище підшви фундаменту розташований потужний шар ґрунту, який створює додатковий опір за рахунок тертя ґрунту вздовж бічної поверхні фундаменту.

Характер руйнування основи і величина граничного навантаження (при однакових формі і розмірах фундаменту) зумовлені головним чином опором ґрунту, а також здатністю до ущільнення та тривалістю процесу консолідації.

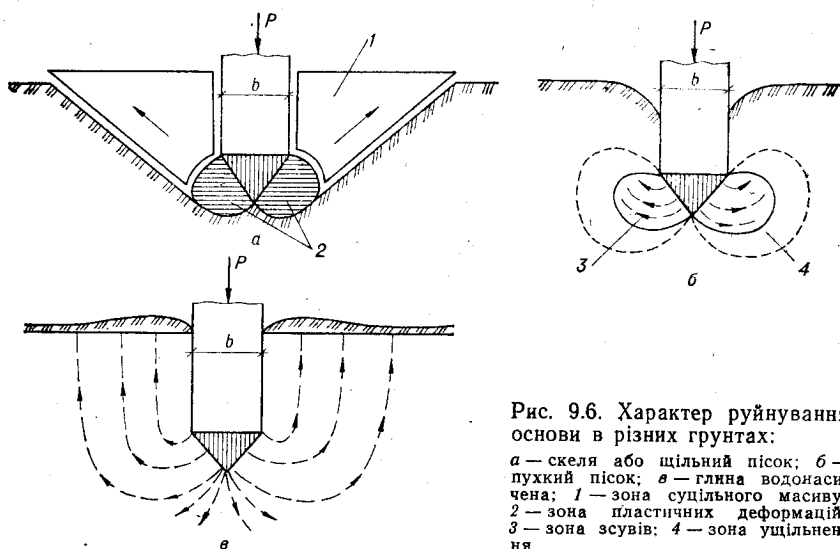


Рис. 9.6. Характер руйнування основи в різних грунтах:

a — скеля або щільний пісок; *b* — пухкий пісок; *a* — глина водонасичена; *1* — зона суцільного масиву; *2* — зона пластичних деформацій; *3* — зона зсувів; *4* — зона ущільнення

При гранично малій стисливості ґрунту у будь-яких випадках спостерігається випирання його на поверхню внаслідок подолання сил опору зсуву. Подібні властивості мають тільки міцні скельні ґрунти або (з деяким припущенням) щільні піски та тверді щільні глини. Під час руйнування таких основ відбувається виколування значного об'єму ґрунту без його істотного ущільнення з подальшим зсувом на поверхню і в сторони від фундаменту (рис. 9.6, *a*). Величина осідання таких ґрунтів перед набуванням ними граничного стану та їх руйнування незначні і не перевищують допустимих для споруди значень.

У ґрунтах середньої щільності руйнування основи відбувається внаслідок зсуву ґрунту, що оточує фундамент, на поверхню вздовж суцільних поверхонь ковзання, тому що ущільнення масиву, який зсувається, можливе лише в незначній мірі. Поруч з фундаментом відбувається значне випирання ґрунту (рис. 9.5, *a*). У більшості випадків осідання фундаменту в цих ґрунтах перед початком третьої фази не перевищує допустимих для споруди значень.

У пухких пісках спостерігається інша картина. Стисливість їх настільки велика, що в третій фазі зміщення ґрунту під фундаментом відбувається головним чином за рахунок ущільнення ґрунту, що оточує зони зсувів. У цьому випадку не тільки не спостерігається випирання ґрунту на поверхню, а, навпаки, відбувається зниження поверхні ґрунту поблизу фундаменту, що інтенсивно осідає (рис. 9.6, *b*). Осідання фундаменту перед початком граничного навантаження дуже значні, опір ґрунту зовнішньому навантаженню невеликий. Тому пухкі піски не можуть використовуватись як природні основи без додаткового ущільнення або закріплення.

Глинясті ґрунти відрізняються від піщаних тим, що мають значне зчеплення між частинками та більш стисливі. Деформації зсувів відбуваються у цих ґрунтах значно повільніше. Ці особливості і визначають специфічний характер руйнування глинястої основи.

У пластичних водонасичених глинах у третій фазі відбувається в'язкопластичне видавлювання ґрунту, що оточує фундамент, без утворення безперервних поверхонь ковзання (рис. 9.6, в). Внаслідок такого видавлювання ґрунту осідання фундаменту зростають майже без збільшення навантаження. У зв'язку з тим, що консолідація в глинястих ґрунтах відбувається дуже повільно, навантаження інколи досягає свого граничного значення раніше, ніж відбулося повне ущільнення, тому граничне навантаження зменшується порівняно з максимально можливим. При повільному навантаженні глинястий ґрунт встигає ущільнитись, опір зсуву зростає і руйнування основи відбувається при значно більших навантаженнях.

Ця властивість використовується для слабких водонасичених глинястих ґрунтів (наприклад, морського мулу). Попереднє дуже повільне стискування цих ґрунтів (на протязі кількох місяців) додатковим навантаженням у вигляді піщаної подушки дозволяє значно збільшити їх щільність і опір зсуву.

9.6. СТІЙКІСТЬ УКОСІВ ҐРУНТУ

Визначення стійкості масивів ґрунту в укосах має велике практичне значення при проектуванні таких земляних споруд, як насипи, дамби, греблі тощо.

Головними причинами порушення стійкості укосів можуть бути процеси ерозії або втрата рівноваги. Процеси ерозії звичайно не розглядаються в механіці ґрунтів, тому що залежать від зовнішніх метеорологічних та фізично-географічних умов, а також від властивостей поверхні масиву ґрунту. Порушення рівноваги масивів супроводжується сповзанням великих мас ґрунту і відбувається раптово. Цей вид порушення рівноваги відбувається порівняно часто в різноманітних укосах, природних

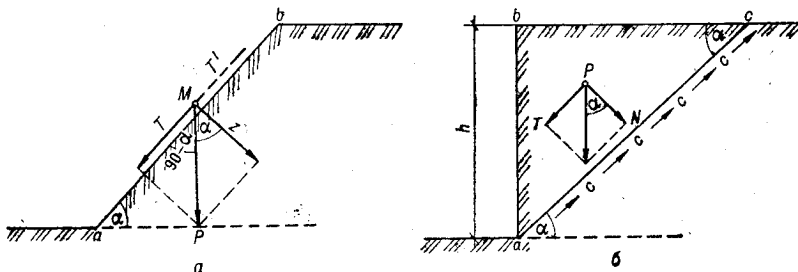


Рис. 9.7. Схема сил, що діють на укіс ґрунту:

а — ідеально сипучого; б — зв'язного

скилах під час зростання діючих на масив навантажень і зменшенні внутрішнього опору ґрунту.

Розглянемо стійкість ідеально сипучого укосу ґрунту, на якому вільно лежить тверда частинка M (рис. 9.7, а).

Розкладемо вагу частинки P на дві складові частини: нормальну N до лінії укосу ab і дотичну T . Сила T намагається зсунути частинку до підніжжя укосу, але їй протидіє сила тертя T' , пропорційна нормальному тиску, тобто $T' = fN$ (де f — коефіцієнт тертя).

Спроекувавши всі сили на похилу грань укосу, одержимо

$$P \sin \alpha - fp \cos \alpha = 0, \quad (9.30)$$

звідки $\operatorname{tg} \alpha = f$, а враховуючи, що коефіцієнт тертя $f = \operatorname{tg} \varphi$, остаточно одержимо

$$\alpha = \varphi. \quad (9.31)$$

Таким чином, граничний кут укосу сипучих ґрунтів дорівнює кутові внутрішнього тертя ґрунту. Цей кут має назву *кута природного укосу*.

Поняття про кут природного укосу має відношення тільки до сипучих ґрунтів, а для зв'язних глинястих ґрунтів воно не має значення, тому що в останніх залежно від вмісту волоgi кут укосу змінюється від 0 до 90°. Крім того, кут природного укосу зв'язного ґрунту залежить від висоти укосу.

Глинясті ґрунти часто мають незначний кут внутрішнього тертя, який можна не враховувати для приблизного розв'язання задачі. У той же час ці ґрунти мають значне зчеплення, завдяки якому вони здатні утримувати вертикальний укiс. Для будівельників важливо знати, на яку глибину можна вести розробку ґрунту з вертикальним укосом.

Розглянемо умови рівноваги ідеально зв'язного ґрунту ($\varphi = 0$, $c \neq 0$).

Припустимо, що порушення рівноваги для деякої висоти h відбудеться вздовж плоскої поверхні ковзання ac , нахиленої під кутом α до горизонту (рис. 9.7, б).

Складемо рівняння рівноваги всіх сил, що діють на сповзаючу призму abc .

Враховуючи, що, відповідно до рис. 9.7, б, $bc = h \operatorname{ctg} \alpha$, одержимо

$$p = (\gamma h^2 / 2) \operatorname{ctg} \alpha. \quad (9.32)$$

Розкладемо силу p на такі її складові: нормальну і дотичну до поверхні ковзання ac . Опір ковзанню створюють тільки сили зчеплення c , розподілені по площині ковзання $ac = h / \sin \alpha$.

Ураховуючи те, що у верхній точці c призми abc тиск дорівнює нулю, а в нижній a — максимальний, в середньому треба брати тільки половину величини сил зчеплення, що дозволяє одержати розв'язок, який в даному випадку збігається з точним розв'язком теорії граничної рівноваги.

Складемо рівняння рівноваги, взявши суму проєкцій усіх сил на напрям ac і прирівнявши її до нуля:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha \sin \alpha - \frac{c}{2} \frac{h}{\sin \alpha} = 0, \quad (9.33)$$

звідси

$$c = (\gamma h/2) \sin 2\alpha. \quad (9.34)$$

Знайдемо значення висоти $h = h_{90}$, що відповідає максимальному використанню сил зчеплення. У цьому випадку $\sin 2\alpha = 1$ і $\alpha = 45^\circ$. Підставляючи у вираз (9.34) $\sin 2\alpha = 1$, після перетворень одержимо

$$h_{90} = 2c/\gamma. \quad (9.35)$$

Таким чином, масив зв'язного ґрунту здатний мати вертикальний укiс визначеної висоти h_{90} . При більших значеннях висоти призма abc починає сповзати.

Слід відзначити, що в природних умовах ґрунти мають одночасно і зчеплення, і тертя, тому визначення стійкості укосів стає значно складнішим, особливо при точному розв'язанні задачі.

Розглянемо визначення стійкості укосів *методом круглоциліндричних поверхонь ковзання*, який широко використовують у практиці проектування різноманітних земляних споруд.

Застосування цього методу дозволяє проектувати споруди з деяким запасом міцності. У його основу покладено практичні спостереження за зсувами схилів, з яких видно, що поверхня ковзання має вигляд, близький до круглоциліндричного.

У цілому цей метод треба вважати приблизним, тому що поверхню ковзання визначають заздалегідь і її розміщення не завжди відповідає дійсності.

Припустимо, що центр круглоциліндричної поверхні ковзання розташований у точці O (рис. 9.8, a). Сума моментів усіх сил у стані рівноваги відносно точки O повинна дорівнювати нулю: $\Sigma M_0 = 0$. Розіб'ємо призму ABC на окремі відсіки і умовно приймемо точку прикладання ваги кожного відсіку на перетині дуги ковзання з лінією дії ваги відсіку. Сили взаємодії вздовж вертикальних площин відсіків не розглядаємо, тому що вважаємо їх однаковими за величиною і протилежними за напрямом дії. Сили ваги відсіків розкладемо на складові, що діють у двох напрямках: уздовж радіуса обертання та перпендикулярно до нього. Складемо рівняння рівноваги з урахуванням сил зчеплення, що діють уздовж усієї поверхні ковзання:

$$\sum_1^n T_i R - \sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi R - cLR = 0, \quad (9.36)$$

де L — довжина дуги ковзання; $\operatorname{tg} \varphi$ — коефіцієнт тертя; c — зчеплення ґрунту; T_i та N_i — складові від ваги відсіків, які визначають графічно або розраховують за величиною кутів α_i :

$$T_i = P_i \sin \alpha_i; N_i = P_i \cos \alpha_i.$$

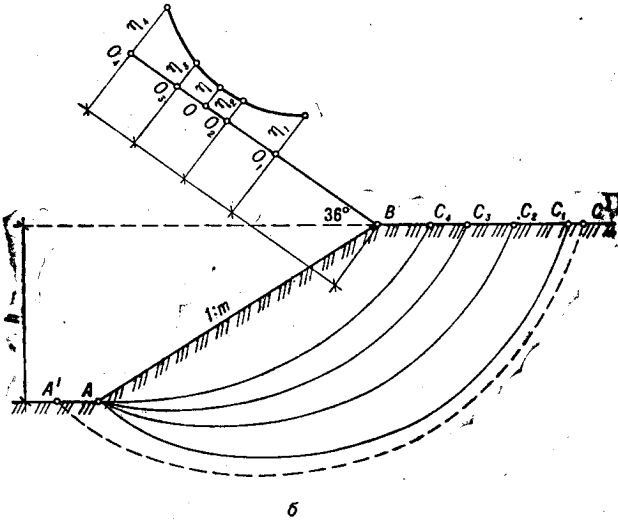
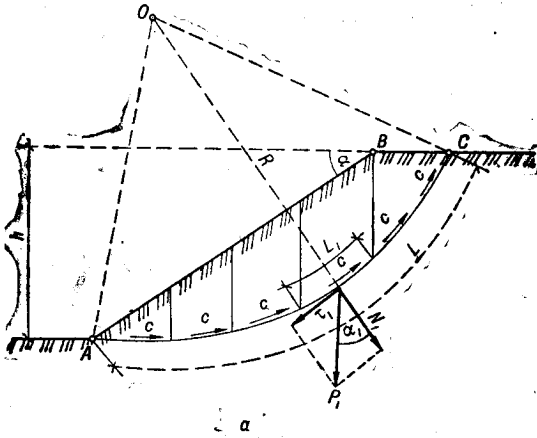


Рис. 9.8. Схеми для розрахунку стійкості укосу методом круглоциліндричної поверхні ковзання:
 а — схема дії сил; б — розташування небезпечних дуг ковзання

Скоротимо вираз (9.36) на R :

$$\sum_1^n T_i - \sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi - cL = 0. \quad (9.37)$$

За коефіцієнт стійкості укосу беруть відношення моменту утримуючих сил до моменту зсуваючих сил:

$$q = \frac{\sum M_{\text{ум}}}{\sum M_{\text{зс}}} + \frac{(\sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi + cL) R}{\sum T_i R}, \quad (9.38)$$

або

$$\eta = \frac{\sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi + cL}{\sum_1^n T_i} \quad (9.39)$$

Розв'язання поставленої задачі не закінчується після визначення коефіцієнта стійкості для довільно вибраної дуги поверхні ковзання, тому що необхідно з усіх можливих дуг поверхонь ковзання вибрати найбільш небезпечну. Для того щоб зменшити кількість спроб, розрахунки виконують у такій послідовності.

З верхньої точки укусу B проводять похилу лінію під кутом 36° до горизонту (рис. 9.8, б). На цій лінії розміщують точки O_1, O_2, O_3, O_4 на відстанях, показаних на рис. 9.8, б, де $m = \operatorname{ctg} \alpha$. Ці точки приймають за центри обертання. Будують сліди круглоциліндричних поверхонь ковзання AC_1, AC_2, AC_3, AC_4 і для кожної поверхні розраховують значення коефіцієнта стійкості згідно з формулою (9.39). Потім відкладають у деякому масштабі значення $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$ у вигляді відрізків, перпендикулярних до лінії BO_4 у відповідних точках. Через кінці цих відрізків креслять плавну криву. До цієї кривої проводять дотичну, паралельну лінії BO_4 , і точку дотику проєктують на лінію BO_4 . Для одержаної точки O роблять п'яте побудовання і одержують мінімальне значення коефіцієнта стійкості, яке повинно бути не менше ніж 1,1—1,3 залежно від класу споруди.

Якщо в основі укусу залягають відносно слабкі ґрунти з кутом внутрішнього тертя менше 10° , необхідно додатково розглянути можливість втрати стійкості по круглоциліндричній поверхні $A'C'$, показаній штриховою лінією на рис. 9.8, б, при випиранні ґрунту основи укусу.

Стійкість притуленого укусу визначають, якщо можна прогнозувати можливий зсув мас ґрунту по ламаній поверхні ковзання (рис. 9.9). Співзв'язуючий масив ґрунту розбивають вертикальними площинами на окремі відсіки і розглядають сили, що діють на кожний з них, починаючи зверху вниз.

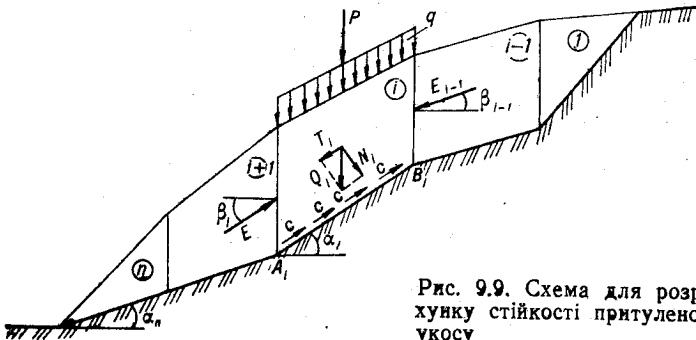


Рис. 9.9. Схема для розрахунку стійкості притуленого укусу

При розгляданні i -го відсіку враховують прикладене до нього зовнішнє навантаження і силу ваги ґрунту відсіку, суму яких Q_i розкладають у двох напрямках: перпендикулярно до площини зсуву цього відсіку вздовж основи та паралельно до неї. Нормальна сила дозволяє врахувати сили тертя вздовж основи A_iB_i . Крім того, враховують зчеплення ґрунту при зсуві по цій площині. Додатково на відсік діють неврівноважений тиск від вищерозташованих відсіків E_{i-1} та невідомий тиск на розміщені нижче відсіки E_i . Розв'язання рівнянь рівноваги (сум проєкцій усіх сил на напрям A_iB_i та нормаль до нього) дозволяє знайти значення тиску E_i , що передається на наступний відсік. Розрахунок починають з першого відсіку, на який не діє зверху зсувний тиск, тобто $E_{i-1}=0$. Потім, переходячи од відсіку до відсіку, досягають останнього відсіку n , який повинен бути стійким при $E_n \leq 0$, тобто сила E_n повинна мати протилежний напрям.

Щоб укiс мав деякий запас стійкості, зсуваючі сили від власної ваги ґрунту і зовнішніх навантажень збільшують на коефіцієнт запасу стійкості η .

9.7. ВИЗНАЧЕННЯ ТИСКУ ГРУНТІВ НА ОГОРОЖІ

Якщо стійкість укусу не забезпечується, а зробити його більш пологим неможливо, для його укріплення необхідно зводити підпірні стінки. Підпірні стінки, які підтримують ґрунт, зазнають з його боку тиску, який має назву *активного*. Якщо підпірна стінка сама передає тиск на ґрунт, то цей тиск буде *пасивним*.

Визначення максимального тиску на підпірну стінку можна виконати математично точно (якщо відомий точний обрис поверхні ковзання) або з деяким наближенням (при використанні припущення про плоску поверхню ковзання).

Найчастіше використовують припущення про прямолінійну поверхню ковзання, запропоноване Ш. О. Кулоном, яке не дає значних похибок (2—3 %) при визначенні активного тиску.

Це припущення формулюється так: поверхня ковзання має вигляд площини; з усіх можливих беруть ту поверхню ковзання, для якої тиск ґрунту на підпірну стінку буде максимальним. Ґрунт вважається однорідним.

Максимальний тиск на підпірну стінку сипучих ґрунтів визначають так (рис. 9.10, а). Будь-яка горизонтальна площадка в ґрунті за масивною гладкою вертикальною стінкою зазнає тільки стискуючої напруги (нормальної головної напруги σ_1), яка дорівнює вазі стовпа ґрунту від поверхні до площадки, що розглядається:

$$\sigma_1 = \gamma z \cdot 1, \quad (9.40)$$

де z — відстань від горизонтальної поверхні ґрунту до площадки, що розглядається.

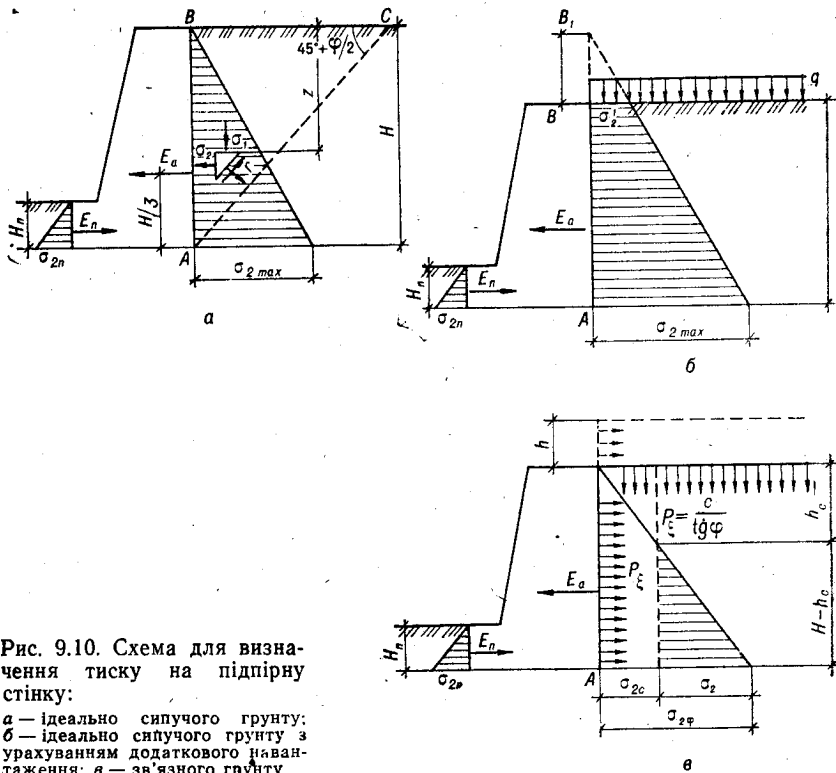


Рис. 9.10. Схема для визначення тиску на підпірну стінку:

a — ідеально спучуючого ґрунту;
б — ідеально спучуючого ґрунту з урахуванням додаткового навантаження *q*;
в — зв'язного ґрунту

Бічний тиск ґрунту визначимо з умови, що ґрунт за підпірною стінкою знаходиться в стані граничної рівноваги

$$\sigma_2/\sigma_1 = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (9.41)$$

Беручи до уваги вираз (9.40), одержимо

$$\sigma_2 = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (9.42)$$

Епюра тиску ґрунту має вигляд трикутника.

З другого боку підпірної стінки буде діяти пасивний тиск σ_{2n} :

$$\sigma_{2n} = \gamma H_n \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (9.43)$$

Рівнодіюча активного тиску ґрунту на підпірну стінку дорівнює площі епюри тиску (рис. 9.10, *a*):

$$E_a = \sigma_{2\max} H/2, \quad (9.44)$$

або

$$E_a = (\gamma H^2/2) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (9.45)$$

Рівнодіюча E_a має горизонтальний напрям і прикладена на відстані однієї третини висоти від низу підпірної стінки.

У випадку дії на поверхню ґрунту суцільного рівномірно розподіленого додаткового навантаження q (рис. 9.10, *б*) визначає-

мо приведену висоту шару ґрунту $h = q/\gamma$, що замінює його дію, продовжуємо задню грань стінки до перетину з новою лінією за-сипки і будуємо загальну трикутну епюру тиску. На підпірну стінку буде діяти тільки частина епюри, що має вигляд трапеції. Рівнодіюча активного тиску

$$E_a = \frac{\sigma_2 + \sigma'_2}{2} H, \quad (9.46)$$

або

$$E_a = \gamma/2 (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \quad (9.47)$$

Для визначення тиску зв'язних ґрунтів на підпірну стінку замінимо дію сил зчеплення всебічним рівномірним тиском зв'язності (рис. 9.10, *в*). Це дає можливість використати умови граничної рівноваги для сипучих ґрунтів. Приведемо дію тиску зв'язності до еквівалентного шару ґрунту i , враховуючи протилежність дії тиску P_ξ в горизонтальному напрямі так само, як і для сипучих ґрунтів, одержимо

$$\sigma_2 = \gamma (H + h) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \quad (9.48)$$

Ураховуючи, що $h = c/\gamma \operatorname{tg} \varphi$ і $P_\xi = c/\operatorname{tg} \varphi$, після нескладних перетворень одержимо

$$\sigma_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2). \quad (9.49)$$

З виразу (9.49) видно, що зчеплення ґрунту зменшує тиск ґрунту на підпірну стінку на величину $2c \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2)$. За умови $\sigma_2 = 0$ знайдемо h_i . Тиск зв'язних ґрунтів на підпірну стінку буде дорівнювати площі трикутника із сторонами σ_2 та $H - h_c$:

$$E_a = \sigma_2 (H - h_c) H/2. \quad (9.50)$$

Підставивши відповідні значення σ_2 та $H - h_c$, одержимо

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - 2cH \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2) + 2c^2/\gamma. \quad (9.51)$$

У деяких випадках визначити тиск ґрунту на підпірну стінку аналітичним методом дуже складно. Тоді можна використати графічний метод, запропонований Ш. О. Кулоном, який оснований на таких двох припущеннях:

поверхня ковзання має плоский вигляд;

призма обвалення відповідає максимальному тиску ґрунту на підпірну стінку, тому для розрахунку необхідно знайти таку поверхню ковзання, яка буде відповідати максимально можливому тиску на стінку.

Крім того, вважають, що призма обвалення є твердим тілом, що дозволяє використати рівняння рівноваги для неї як для суцільного тіла.

Побудування Кулона виконується в такій послідовності. Через нижню точку A задньої грані підпірної стінки проводимо можливу поверхню ковзання AC під кутом α до горизонту (рис. 9.11). Потім знаходимо сили, що діють на призму обвален-

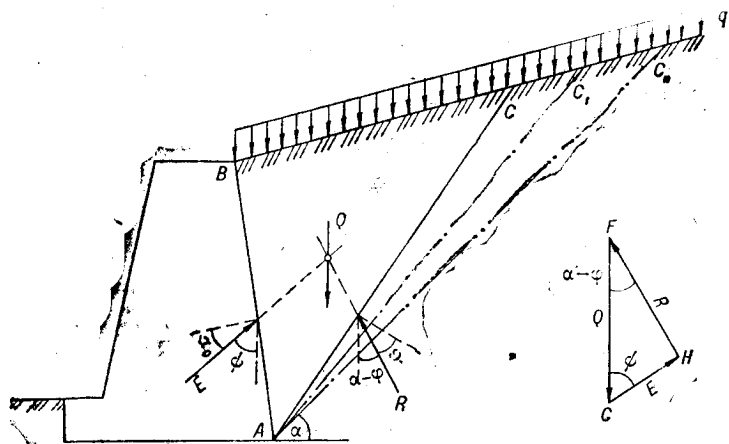


Рис. 9.11. Графічне визначення тиску на підпірну стінку

ня. Нехай вага призми ґрунту ABC з урахуванням можливих зовнішніх навантажень у межах призми обвалення дорівнює Q . Ця сила вертикальна. Внаслідок тиску призми обвалення виникає реактивна сила E . Вона утворює з нормаллю до задньої поверхні стінки кут тертя ґрунту об стінку φ_0 , який складає частину кута внутрішнього тертя ґрунту φ . Звичайно для глин приймають $\varphi_0 = 0$, для сипучих ґрунтів $\varphi_0 = 0,67 \varphi$. Третьою силою, що діє на призму ABC , є реакція R нерухомого масиву ґрунту. Ця реакція відхилена від нормалі до площини AC на кут внутрішнього тертя φ . Силу Q легко визначити, розглядаючи рівновагу ділянки підпірної стінки довжиною 1 м:

$$Q = F \Delta ABC \cdot 1 \gamma + \Sigma q, \quad (9.51)$$

де Σq — сума всіх зовнішніх вертикальних навантажень, що діють у межах поверхні BC .

Знаючи силу Q і напрями дії сил E і R , можна побудувати силний трикутник FGH (рис. 9.11), тому що призма обвалення перебуває у граничному стані. Для побудовання такого трикутника відкладаємо в масштабі силу Q , потім під кутом $\alpha - \varphi$ креслимо з точки F напрям реакції R , а з точки G під кутом φ — напрям сили E . Точка перетину H дозволяє знайти значення сили E в масштабі, в якому була побудована сила Q .

Для того щоб визначити максимально можливий тиск на підпірну стінку AB , виконують кілька побудовань, задаючись можливими поверхнями ковзання $AC_1 \dots AC_n$ (рис. 9.11). Для цих поверхонь виконують розрахунки і побудовання так само, як і в першому випадку для поверхні AC . Остаточню для розрахунку стійкості підпірної стінки приймають найбільше з одержаних значень сили E .

**Контрольні запитання і завдання
для самостійної роботи**

1. Що розуміють під поняттям граничний стан?
2. Для розв'язання яких задач використовують теорію граничної рівноваги?
3. Крізь які фази напруженого стану проходить ґрунт при зростанні навантаження і які фізичні явища відбуваються в кожній фазі?
4. Як визначають перший і другий критичні тиски на ґрунт?
5. Що таке кут відхилення ґрунту і від чого він залежить?
6. Які існують умови граничної рівноваги для сипучих і зв'язних ґрунтів?
7. Як визначають перший критичний тиск на ґрунт, що має тертя і зчеплення?
8. Як визначають перший критичний тиск для ідеально зв'язного ґрунту?
9. Як визначають другий критичний тиск?
10. Як визначають граничну несучу здатність основи відповідно до СНиП 2.02.01-83?
11. Як впливають глибина закладення фундаменту та властивості ґрунту на характер руйнування основи?
12. Чому дорівнює граничний кут укосу сипучих ґрунтів?
13. Як визначають граничне значення висоти вертикального укосу зв'язного ґрунту?
14. Як визначають стійкість укосів методом круглоциліндричних поверхонь?
15. Як визначити стійкість притуленого укосу?
16. Що таке активний і пасивний тиск ґрунту на огородження?
17. Як визначають тиск сипучих ґрунтів на підпірні стінки?
18. Як ураховують додаткове навантаження на поверхні ґрунту при визначенні тиску на підпірну стінку?
19. Як визначають тиск зв'язного ґрунту на підпірні стінки?
20. У якій послідовності визначають тиск на підпірну стінку графічним методом?

10. ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

10.1. ЗАГАЛЬНА КЛАСИФІКАЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ І ШТУЧНИХ ОСНОВ

Фундаментом називається підземна частина споруди, яка сприймає навантаження від наземної частини та передає його основі. Під поняттям основи мається на увазі товща ґрунтів, яка сприймає навантаження від фундаменту і розподіляє його в своєму обмеженому об'ємі. Якщо основою служать ґрунти природного складу, то вони називаються *природними основами*. Ґрунти, властивості яких поліпшені тим чи іншим способом, називаються *штучними основами*. Штучні основи займають проміжне положення між фундаментами і природними основами.

На рис. 10.1 показано фундамент під цегляну стіну із забивних блоків і ростверка. При заглиблюванні забивного блока сформувалась зона ущільненого ґрунту з підвищеними, порівняно з природними, механічними характеристиками. Зону ущільнення оточує ґрунт природного складу.

Простежується така схема передачі навантаження від будови контактними напруженнями (σ і τ) на ущільнений ґрунт. У межах зони ущільнення напруження розподіляються за законом дисперсних тіл, частково згасають і на природну основу передаються менші напруження по всій поверхні ущільненої зони. Характер цих напружень показано епюрою σ_r .

Основні геометричні параметри фундаментів: d — глибина закладення — відстань від підшви фундаменту до поверхні планування; b — ширина підшви фундаменту; α — кут між вертикальною площиною та гранню фундаменту.

Фундаменти та штучні основи класифікують за різними ознаками: глибиною закладення, жорсткістю тіла фундаменту, видом застосованих матеріалів, формою в плані, технологічними особливостями виготовлення тощо. Досвід проектування та спорудження різноманітних видів фундаментів і штучних основ показує, що визначальну роль при оцінці експлуатаційних якостей відіграє принцип їх улаштування. Так, для фундаментів, що виготовляються у відкритих котлованах, велике значення має спосіб ведення земляних робіт, наявність водозниження, при занурюванні паль — вид навантажувача, наявність лідування або підмивання, а при пробиванні свердловин — маса трамбовки, висота її падіння, спосіб закладення фундаменту у свердловині та ін. Вказані особливості істотно впливають на реологічні влас-

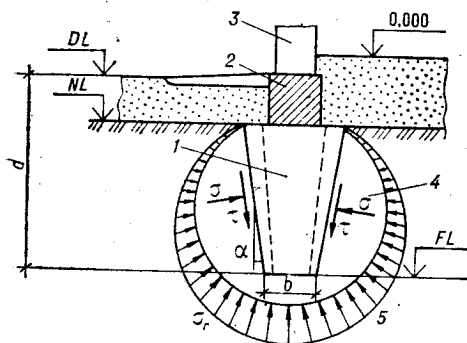


Рис. 10.1. Фундамент під цегляну стінку із забивних порожнистих блоків:

1 — забивний блок; 2 — ростверк; 3 — стінка; 4 — ущільнений ґрунт; 5 — природний ґрунт

тивості основ, визначаючи характер роботи системи «основа — споруда» в часі.

Виходячи з приведених міркувань, фундаменти і штучні основи класифікують за принципом їх виготовлення, який визначає конструкцію, особливості взаємодії з оточуючим ґрунтом і, як наслідок цього, за їх міцністю і деформативністю. Класифікація має такі таксометричні одиниці, які виділяють за групами ознак: *клас* — за елементами частин будов і споруд;

група — за принципом формування фундаменту в природному ґрунті; *підгрупа* — за способом подачі матеріалу фундаментів і штучних основ у ґрунт; *тип* — за особливостями застосованого обладнання для виготовлення фундаментів і основ; *вид* — за спільними ознаками конструкції і матеріалу; *різновид* — за конструктивними особливостями фундаментів і штучних основ.

У класі фундаментів і штучних основ виділено три групи, які відрізняються за принципом формування в ґрунті. Група фундаментів і штучних основ, які виготовляють без виймання ґрунту, має спільну ознаку — формуванням у період їх виготовлення так званої зони впливу в оточуючому ґрунті. Ця зона при завантаженні конструкції працює з нею у взаємодії та визначає міцність і деформативність системи основа — споруда. Властивості зони впливу з часом змінюються. Група фундаментів і штучних основ, які споруджуються з вийманням ґрунту, характерна тим, що в період їх зведення вплив цього процесу на оточуючий ґрунт незначний. У період зведення всієї будови та наступної її експлуатації зона впливу формується тільки нижче підшви фундаменту. Існуючими розрахунками ці зміни не враховуються. Виняток становлять розрахунки при реконструкції фундаментів.

Група штучних основ, які виготовляють з допомогою різних фізико-хімічних процесів, характерна змінами у визначеному об'ємі ґрунту його фізико-хімічних властивостей за рахунок введення хімічних добавок, термічної обробки, дії електричного струму тощо. Цей об'єм можна назвати зоною впливу. Загальною її ознакою є зниження нових механічних властивостей масиву від центра (місця проведення закріплення) до периферії. Найважливішим завданням при виготовленні таких штучних основ є забезпечення в центральній частині зони впливу масиву закріпленого ґрунту визначених розмірів, що має достатні механічні якості.

Таблиця 10.1. Класифікація фундаментів і штучних основ (клас — фундаменти та штучні основи як елементи будов і споруд)

Підгрупа	Тип	Вид	Різновид
----------	-----	-----	----------

Група фундаментів і штучних основ, які виготовляють без виїмання ґрунту

<p>Фундаменти, влаштовані заглибленням у ґрунт збірних елементів</p>	<p>За способом заглиблення елементів у ґрунт: молотами різних конструкцій віброзаглиблюючими і віброздавлюючими агрегатами</p>	<p>За формою елементів: елементи постійного перерізу по довжині елементи змінного перерізу по довжині</p>	<p>За формою поперечного перерізу: квадратні, трикутні, прямокутні, призматичні палі, залізобетонні з різним армуванням суцільні і порожнисті циліндричні палі з відкритим та закритим нижнім кінцем складного поперечного перерізу: таврові, двотаврові, хрестоподібні, трипромінні, з вертикальними діафрагмами, залізобетонні палі, металевий шпунт тощо мікропалі за формою поздовжнього профілю пірамідальні палі і забивні блоки клиноподібні палі козлові (пакевні) палі булавоподібні палі плоскопрофільовані палі та ін.</p>
<p>Фундаменти, споруджені утворенням у ґрунті порожнини снарядом з подальшим її збірними або монолітними конструкціями врозпір</p>	<p>За способом утворення порожнини: циклічним скиданням важкої трамбівки забиванням снарядом далішим витяганням з виїманням і витяганням снаряда з віброзаглиблювачем заглибленням і витяганням снаряда, вдавленням, вибухом</p>	<p>За способом виготовлення фундаменту в порожнині: бетонуванням врозпір; встановленням збірних елементів за наявності розширення в нижній частині; без розширення з формуванням розширення з жорсткого матеріалу в процесі утворення порожнини</p> <p>За формою поздовжнього профілю порожнини: постійного перерізу по довжині; змінного перерізу по довжині</p>	<p>За конструктивними особливостями: фундаменти в витрамбованих котлованах формою усіченої піраміди з розширенням із жорсткого матеріалу в нижній частині; виготовляються монолітними фундаменти в пробитих свердловинах циліндричної форми з розширенням у нижній частині із жорсткого матеріалу; виготовляються монолітними густотрамбовані палі віброштамповані палі циліндричної, конічної та пірамідальної форми мікропалі монолітні опори ЛЕП з подвійною конічністю стовбура, встановлюються збірними врозпір у витрамбовані порожнини</p>

Підгрупа	Тип	Вид	Різновид
Штучні основи, влаштовані за глибленням у ґрунт роздробленого матеріалу	За способом заглиблення матеріалу в ґрунт: циклічно падаючою важкою трамбівкою інвентарним снарядом і вібратором	За принципом поширення роздробленого матеріалу: переважно по ширині основи переважно по глибині основи	фундаменти неглибокого закладення; встановлюються збірними у витрамбовані котловани палі з камуфлетним розширенням За конструктивними особливостями: штучні основи утворені: поверхневим ущільненням падаючою трамбівкою; ущільненням вибухом; утрамбовуванням щебеню в ґрунт з наступним заповненням порожнини сумішшю щебеню та глинястого ґрунту з ущільненням; утрамбовуванням жорсткого матеріалу в слабкий підстильний шар; підсилені слабого підстильного шару ґрунту глибинним вібратором з переносом піску з наміву в слабкий шар ґрунту палі піщані палі
<i>Група фундаментів і штучних основ, які виготовляють з виїманням ґрунту</i>			
Фундаменти, що споруджуються у котлованих відкритих котлованах з подальшим засипанням	За способом спорудження: споруджується вище рівня підземних вод; роботи ведуться насухо при наявності підземних вод роботи ведуться з допомогою водозниження спорудження фундаментів ведеться в місцевості; покритій водою	За матеріалом: монолітні з бутової кладки, бутобетону, бетону, залізобетону збірні з бетону і залізобетону	За конструктивними особливостями: стрічкові суцільні та переривчасті стовпчасті, що забезпечують жорсткий, або шарнірний стик з надфундаментною конструкцією плитні, гладкі, ребристі, криволінійного окреслення у вигляді окремих жорстких масивів під усю споруду
Фундаменти, що споруджуються з виїманням ґрунту вибуванням або проходкою	За способом виїмання ґрунту: шляхом різних видів буріння під захистом стін фундаменту, серед них методом гідромеханізації з допомогою грейфер-екскаваторів	За способом закріплення стінок виробки: без закріплення, насухо з допомогою нагнітання глинястого розчину з допомогою обсадних труб	За конструктивними особливостями: буронабивні палі з розширенням і без нього бурові фундаменти глибокі опори колодязі і палі-оболонки масивні опускні колодязі

Підгрупа	Тип	Вид	Різновид
Штучні основи, що влаштовуються шляхом переукладення ґрунту	За способом закріплення: шаровим механічним ущільненням; переукладення з введенням в'язучих добавок	За способом укладення ґрунту: з допомогою котків різних конструкцій з допомогою скидування плит і трамбівок вібротодом (віброплотщадками, віброплитками, віброкотками) За різновидами добавок: цемент вапно глина мелені шлаки	кесони фундаменти, що влаштовуються методом «стіна в ґрунті» За конструктивними особливостями: ґрунтові подушки протифільтраційні завіси та екрани піщані подушки основи і покриття доріг, аеродромів, стоянок
<i>Група фундаментів і штучних основ, які виготовляють з допомогою фізико-хімічних процесів</i>			
Закріплення здійснюється нагнітанням у ґрунт в'язучих речовин	За видом в'язучого, що нагнітається в ґрунт: силікатизація бітумізація смоління цементация глинізація	За складом і станом в'язучих; силікатизація (однорозчинна, дворозчинна, глинясто-силікатна, газова) бітумізація (холодна, гаряча)	За конструкціями закріплення основ: масиви закріпленого ґрунту стрічки закріпленого ґрунту окремі стовпи закріпленого ґрунту окремі об'єми закріпленого ґрунту у вигляді розширення для забивних і набивних паль
Закріплення здійснюється термічною обробкою ґрунту	За видом енергії для одержання тепла: спалюванням палива електронагріванням	За способом теплообміну: нагріванням газу на поверхні та з подальшим нагнітанням у свердловину нагріванням газу безпосередньо в свердловині	
Електрохімічне закріплення ґрунту	За наявністю хімічних добавок: без хімічних добавок з введенням хімічних добавок		

Підгрупа	Тип	Вид	Різновид
Закріплення ґрунту здійснюється шляхом його збезводнювання	За принципом відбирання води: дренаванням ґрунту водозниженням	За наявністю привантажувача: з відсіпкою привантажувача без відсіпки привантажувача За конструкцією водозабору: відкритий глибинний	

Як показує проведений короткий аналіз, визначальними в спільній роботі системи основа — споруда є властивості зони впливу, тобто властивості частково або повністю зміненого ґрунту, що оточує фундамент.

Детальне вивчення всіх параметрів зони впливу, в тому числі її реологічних властивостей, дозволяє розв'язати задачу об'єктивної оцінки міцності і деформативності системи основа — споруда. Одночасно розв'язується задача рівномірності цієї системи, яка безпосередньо зв'язана з матеріаломісткістю будівництва.

Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту, характерні перевагою висоти над шириною. При дії вертикальних навантажень переважаючі напруження — стискуючі. Отже, такі конструкції менш матеріаломісткі. Фундаменти, що споруджуються у відкритих котлованах, характерні розвиненою опорною частиною, яка працює на вигин під опором ґрунту. Для їх виготовлення потрібен досить високий клас бетону і визначена кількість арматури. Фундаменти третьої групи мають безперечні переваги з точки зору конструктивних особливостей. Проте їх упровадження в практику будівництва утруднене високою технічною складністю необхідного обладнання, значною вартістю матеріалів, які застосовують. У табл. 10.1 наведено класифікацію фундаментів і штучних основ згідно з наведеними вище принципами.

10.2. ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ

При передачі навантаження на основу, складену одним чи кількома дисперсними ґрунтами, виникають її деформації і, як наслідок, осідання фундаменту. У польових умовах осідання можуть досягати значних величин, неоднакових у межах споруди. Така нерівномірність осідання може викликати напруження, не передбачені розрахунком, і руйнування конструкцій споруди. У певних умовах, а саме в скельних нестисливих ґрунтах або, навпаки, в слабких водонасичених ґрунтах, через уповільнений

процес ущільнення під навантаженням може статися повна втрата стійкості у вигляді випирання (зсуву) ґрунту з-під фундаменту. При цьому виникнуть провальні деформації, які призведуть до руйнування споруди.

Практика показує, що для більшості основ фундаментів граничний стан настає або за деформацією, або за стійкістю (міцністю). У цьому зв'язку проектування основ ведеться в загальному випадку за двома групами граничних станів: *друга група* — за деформаціями розраховуються всі основи, складені нескельними ґрунтами; *перша група* — за стійкістю розраховуються основи фундаментів: споруджуваних без або з частковим виїманням ґрунту; що виготовляються у відкритих котлованах, складених слабкими водонасиченими ґрунтами; що сприймають значні горизонтальні навантаження; обмежених укосами.

За жорсткістю і характером деформації всі споруди можна розділити на три групи: *абсолютно гнучкі*, які деформуються разом з основою і при нерівномірних деформаціях у них не виникають додаткові зусилля; до них можна віднести земляні насипи; *абсолютно жорсткі*, які при нерівномірних деформаціях нахиляються без вигину конструкції, і зусилля, що при цьому виникають, не завдають шкоди конструкціям через значний запас міцності на вигин; під подошвою фундаменту таких споруд відбувається перерозподіл напружень в ґрунті, що зменшує нерівномірність деформацій; прикладом таких споруд можуть бути димові труби, башти та ін.; *споруди кінцевої жорсткості* випрямляються при нерівномірних деформаціях; одночасно виникає деякий перерозподіл напружень у ґрунті; додаткові зусилля в конструкціях зумовлюють появу тріщин; до цієї групи належить більшість будов і споруд.

Сумісна деформація основи і споруди характеризується такими величинами: абсолютним S і середнім \bar{S} осіданням основ; \bar{S} обчислюється як середнє вертикальне переміщення фундаменту (рис. 10.2, а); відносна нерівномірність осідання двох фундаментів $\frac{S_2 - S_1}{L}$ (рис. 10.2, б); нахил жорсткої споруди — різниця осідання крайніх точок фундаменту, віднесена до довжини фундаменту $i = \frac{S_2 - S_1}{L}$ (рис. 10.2, в); відносний прогин або вигин f/L — відношення стріли прогину або вигину до довжини частини споруди, що згинається (рис. 10.2, г, д); кривизна частини споруди, що згинається, $\rho = 1/R$ — величина, обернена радіусу викривлення (рис. 10.2, г, д); відносний кут закручування споруди θ , що характеризує її просторову роботу в цілому (рис. 10.2, е); горизонтальне переміщення фундаменту від дії горизонтальних навантажень u (рис. 10.2, е).

Взагалі, осідання кожної споруди може розглядатися як сума кількох складових частин: осідання ущільнення, що виникає в

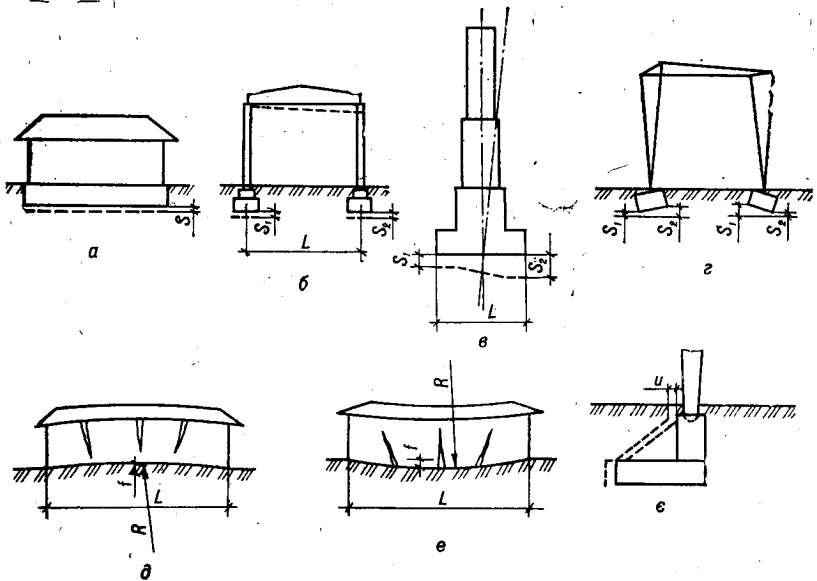


Рис. 10.2. Схема деформування системи «основа — споруда»:

a — абсолютне осідання; *б* — нерівномірність осідання; *в* — крен; *г* — закручування; *д* — вигин; *е* — прогин; *е* — горизонтальна деформація.

результаті зменшення пористості ґрунтів під навантаженням; осідання, пов'язане із зменшенням щільності основи в результаті знімання верхніх шарів ґрунту і помилок при веденні будівельних робіт; осідання розструктурювання, що розвивається при проявленні особливих властивостей структурно-нестійких ґрунтів; осідання за рахунок деформацій повзучості скелета ґрунту; осідання, що виникає за рахунок видавлювання ґрунту з-під підшови фундаменту.

За винятком осідання, зв'язаного з помилками при проведенні будівельних робіт, перелічені осідання можна визначити з допомогою теоретично обґрунтованих методів розрахунку, які було розглянуто в розділі «Механіка ґрунтів». Так, осідання ущільнення визначають на основі положень теорії пружності для ґрунту як лінійно деформівного напівпростору; осідання розструктурювання визначають на основі розроблених методів оцінки структурно-нестійких ґрунтів; осідання за рахунок повзучості скелета можна визначити з використанням однієї з теорій повзучості; осідання за рахунок видавлювання ґрунту визначають на основі теорії пластичності ґрунтів. На практиці для конкретних ґрунтових умов і схем завантаження виділяються одна або дві складових осідань.

Кожний практичний метод розрахунку деформації основи, що базується на тій чи іншій теорії, виконується на підставі тих чи інших допущень (граничних умов), прийнятих при моделюванні. Таким чином, щоб обчислити осідання, необхідно спочатку пере-

конатися в додержанні прийнятих допущень. Для визначення осідання ущільнення необхідно, щоб середній тиск під подошвою фундаменту не перевищував розрахункового опору ґрунту $p < R$. При цьому основа деформується за законами лінійно деформованого напівпростору. Згідно з теоретичними обґрунтуваннями, розглянутими у розд. 9, за розрахунковий опір основи прийнято величину нормального тиску на ґрунт, при якому розвиток зон зсувів у глибину нижче подошви фундаменту допускається до $0,25 b$, де b — ширина подошви фундаменту. У діючих будівельних нормах розрахунковий опір основи визначають за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_{\nu} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}], \quad (10.1)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} — коефіцієнти умов роботи, що враховують відповідно вид і стан ґрунтів основи та жорсткість конструктивної схеми будови; з допомогою цих коефіцієнтів враховується сумісна робота основи і споруди; k — коефіцієнт, що враховує міру достовірності визначення характеристик ґрунтів основи; k_z — коефіцієнт, що враховує особливості сумісної роботи широкого фундаменту з основою; b — ширина подошви фундаменту; γ_{II} і γ_{II} — усереднені значення питомої ваги ґрунтів вище і нижче подошви фундаменту; d_1 — глибина закладення фундаменту; d_b — глибина підвалу — відстань від рівня планування до підлоги підвалу; M_{ν} , M_q , M_c — коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту ϕ_{II} та форми фундаменту в плані; c_{II} — питома зчеплення несучого шару ґрунту.

Умова розрахунку основи за деформаціями

$$S \leq S_u, \quad (10.2)$$

де S — розрахункове значення деформації, яка характеризує спільну роботу основи і споруди; S_u — гранично допустима деформація для споруди, що розглядається.

Умова розрахунку основи за першим граничним станом, за стійкістю

$$N \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (10.3)$$

де N — розрахункове навантаження на основу, визначене відповідно до діючих норм; F_u — сила граничного опору основи; γ_c — коефіцієнт умови роботи, що враховує вид ґрунту і його стан; γ_n — коефіцієнт надійності споруди за призначенням; згідно з діючими нормами приймається залежно від класу споруди.

Розрахунок основ за другим граничним станом проводять на основне поєднання навантажень, за першим — на основне поєднання при наявності особливих навантажень і впливів — на основне і особливе поєднання. У розрахунках основ необхідно враховувати навантаження від складування матеріалів і обладнання, розміщених поблизу фундаментів.

10.3. ВЗАЄМОДІЯ ФУНДАМЕНТІВ І ШТУЧНИХ ОСНОВ З ҐРУНТОМ, ЩО ЇХ ОТОЧУЄ

Взаємодія фундаменту і ґрунту, що його оточує, в значній мірі залежить від способу його спорудження. Не менш важливим фактором при цьому має бути також форма поздовжнього профілю фундаменту.

Розглянемо спочатку схему взаємодії фундаменту, спорудженого без виймання ґрунту, з ґрунтом. На рис. 10.3 процес занурення забивної палі розділено на чотири стадії залежно від її відносного заглиблення d/b_p ; стадія Ia — при $d/b_p \leq 0,5$ відбувається вільне випирання ґрунту на поверхню в межах зони деформації, обмеженої пунктиром; стадія Ib — при $d/b_p \leq 1,5$ утруднене випирання ґрунту на поверхню; стадія IIa — при $d/b_p \leq 4$ взаємодія зон зсуву і ущільнення вище вістря палі; стадія IIb — при $d/b_p > 4$ взаємодія зон зсуву і ущільнення нижче вістря палі.

Початок тієї чи іншої стадії по глибині занурення палі приведено для пісків середньої щільності. При занурюванні палі в пухкі піски з поверхні відмічається тільки стадія IIб. Аналогічний процес занурення палей і фундаментів у глинясті ґрунти з порами, частково заповненими водою. У щільних пісках ґрунт випирається на значно більшу глибину. У водонасичених глиняст-

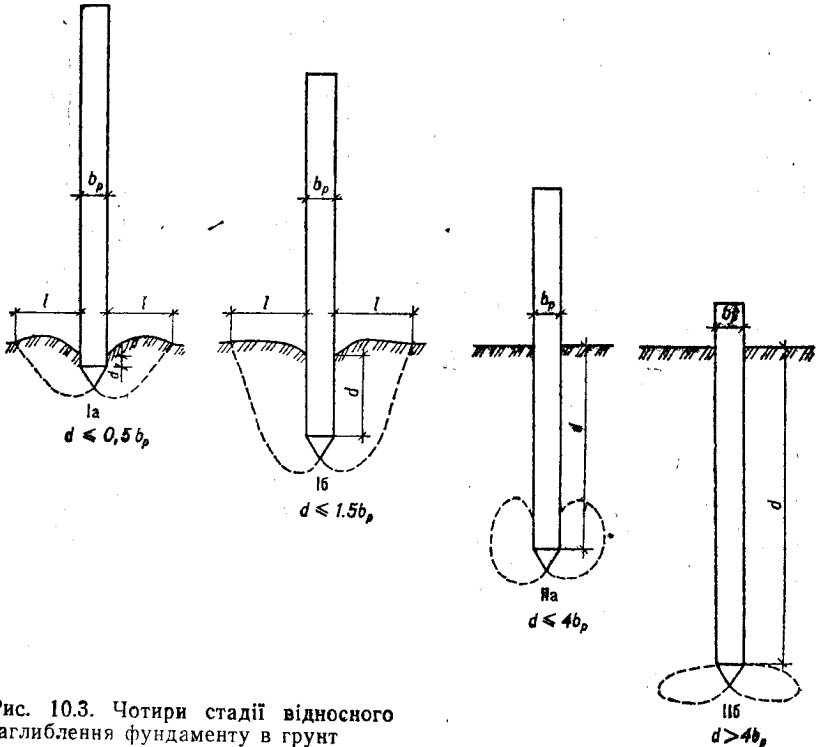


Рис. 10.3. Чотири стадії відносного заглиблення фундаменту в ґрунт

тих ґрунтах при швидкому зануренні палі і фундаментів переважає випирання, тому що ущільнення їх неможливе без попереднього витискання води з пор.

У результаті дії розглянутого механізму занурення палі і фундаментів у ґрунт навколо них формується область деформації, яка має неоднорідну будову і складається з таких зон (рис. 10.4): I — щільна оболонка з тонких шарів усіх ґрунтів у межах глибини занурення фундаменту; товщина оболонки 0,3—1,5 см; II — зона ущільнення з порушеною структурою ґрунту і щільністю його вище початкової; товщина оболонки $(0,2...3) b_p$; III — перехідна, межує з другою і поширюється до межі, де ґрунт має властивості природного складу, товщина цієї зони $(2...10) b_p$.

На плані межі цих зон зображуються у вигляді концентричних кіл. Межу третьої зони можна ототожнити з так званою зоною впливу, в межах якої ґрунт реагує на напруги, що передаються від фундаменту. Діаметр зони впливу фундаменту, заглибленого в ґрунт, залежить від виду і стану ґрунту. У щільних пісках і водонасичених глинястих ґрунтах він більший. Найменше його значення відзначено для пухких пісків і дуже пористих глинястих ґрунтів оптимальної вологості. Найявність нахилених граней у фундаменту сприяє формуванню більш розвинutoї зони ущільнення (рис. 10.1) за рахунок напруг σ і τ , які перешкоджають випиранню ґрунту. Аналогічне явище спостерігається при наявності розширень, шайб та консолей фундаментів.

У межах зони впливу відбуваються процеси, що виявляють у часі несучу здатність і деформативність основ фундаментів, заглиблених у ґрунт. У результаті формування розвинutoї зони ущільнення ґрунту з підвищеними фізико-механічними характеристиками збільшується несуча здатність фундаментів, а деформативність їх основ знижується.

Для різних ґрунтів цей процес відбувається неоднаково.

Явище тиксотропного розукріплення *глинястого ґрунту* в процесі заглиблення фундаменту сприяє зниженню енергозатрат на його виготовлення; послідує за виготовленням фундаменту тиксотропне укріплення глинястих ґрунтів визначає збільшення несучої здатності фундаменту в часі, відповідно знижуючи деформативність основи.

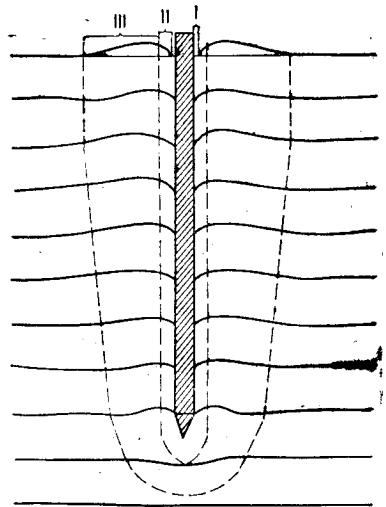


Рис. 10.4. Будова області деформації ґрунту навколо забивної призматичної палі:
I — щільна оболонка; II — зона ущільнення; III — перехідна зона

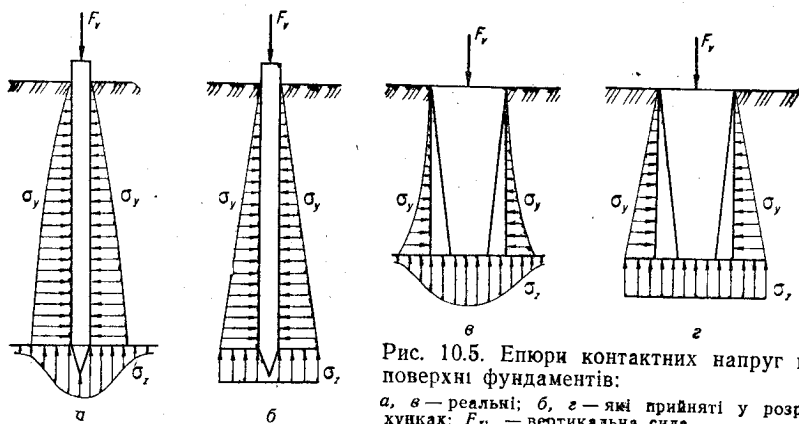


Рис. 10.5. Епюри контактних напруг на поверхні фундаментів:
 а, в — реальні; б, г — які прийняті у розрахунках; F_v — вертикальна сила

Розрідження і наступне тривале укріплення водонасичених пилуватих і піщаних ґрунтів сприяє формуванню навколо фундаменту нових структур, які мають підвищені механічні характеристики.

При заглибленні у кварцові піски відбувається руйнування жорстких структурних зв'язків між зернами; далі, при повному водонасиченні ґрунту, ці зв'язки відновлюються за рахунок виникнення так званого зчеплення зміцнення.

Явища вивітрювання ґрунту, морозного здимання та деякі інші процеси викликають зниження його механічних властивостей.

Епюри контактних напружень для фундаментів, виготовлених без виймання ґрунту, показані на рис. 10.5. Напруги по боковій поверхні фундаментів збільшуються з глибиною за криволінійним законом. У практичних розрахунках використовують схеми, наведені на рис. 10.5, б, г.

Оцінити дію вертикального навантаження на несучу здатність фундаменту, влаштованого без виймання ґрунту, можна, використовуючи відому тричленну формулу:

$$F_u = \gamma_c [\gamma_{cR} RA + \sum h_i (\gamma_{cf} u_i f_i + u_{oi} i_p E_i k_j f_i)], \quad (10.4)$$

де γ_c — коефіцієнт умов роботи фундаменту в ґрунті; γ_{cR} , γ_{cf} — коефіцієнти умов роботи ґрунту під подошвою і вздовж бічної поверхні фундаменту, які враховують особливості його виготовлення; R — розрахунковий опір ґрунту під подошвою фундаменту; A — площа опирання фундаменту на ґрунт; u_i — зовнішній периметр i -го поперечного перерізу фундаменту; u_{oi} — сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу фундаменту, які мають нахил до вертикалі; i_p — тангенс кута між вертикаллю і гранню фундаменту; E_i — модуль деформації ґрунту i -го шару; k_j — коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту; f_i — реологічний коефіцієнт.

Розрахункові характеристики ґрунтів R , f_i та E_i у формулі (10.4) визначають на основі сучасних досягнень механіки ґрунтів.

Осідання фундаменту, спорудженого без виїмання ґрунту, визначають як для умовного масиву за схемою, наведеною на рис. 10.6. Ширину умовного фундаменту b_c визначають з урахуванням зростання з глибиною опору ґрунту по бічній поверхні. При значній довжині тіла фундаменту h_h , а внаслідок цього і великій глибині закладення d в розрахункове осідання включають вертикальну деформацію тіла фундаменту, визначену за формулами теорії пружності з урахуванням його кінцевої жорсткості $E_c I$.

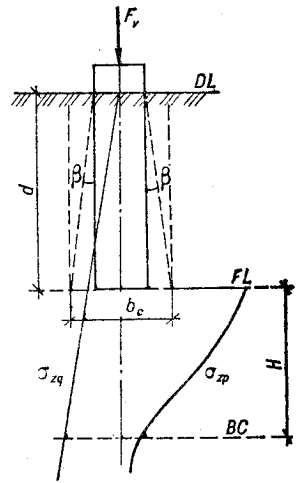


Рис. 10.6. Розрахункова схема осідання фундаменту, споруджуваного без виїмання ґрунту

На дію горизонтальних навантажень фундаменти, що споруджуються без виїмання ґрунту, працюють за двома схемами. Короткі фундаменти із співвідношенням $h/b_p \leq 5$ приймаються абсолютно жорсткими; вважається, що вони тільки повертаються в ґрунті під навантаженням (рис. 10.7, а). Фундаменти із співвідношенням $h/b_p > 5$ приймаються з кінцевою жорсткістю тіла $E_c I$, під дією навантаження вони згинаються в ґрунті (рис. 10.7, б). Ці дві розрахункові схеми відрізняються за принципом оцінки розрахункових параметрів. Умови розрахунку в загальному

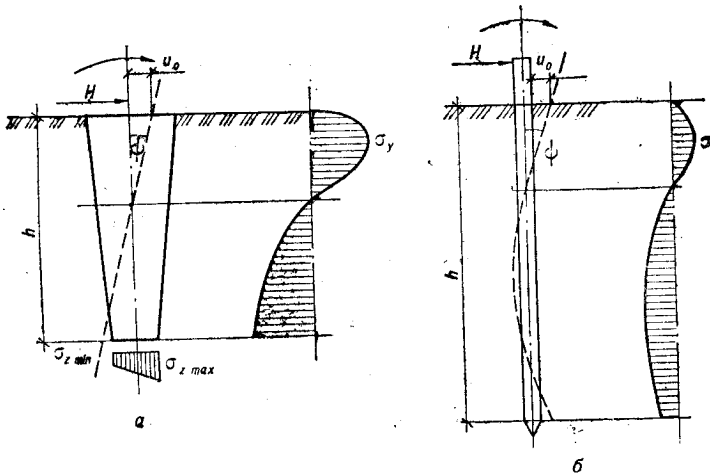


Рис. 10.7. Схеми роботи фундаментів, споруджуваних без виїмання ґрунту, на дію горизонтального навантаження: а — абсолютно жорсткі; б — кінцевої жорсткості

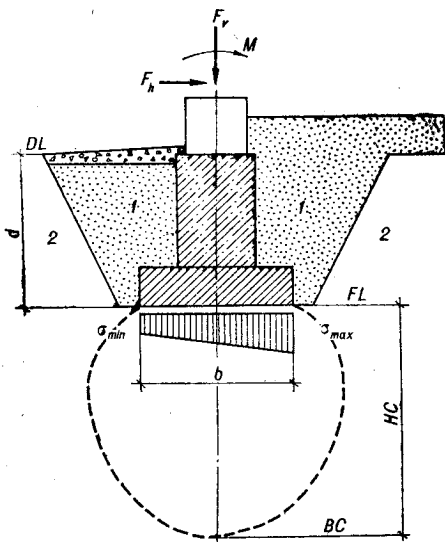


Рис. 10.8. Схема взаємодії фундаменту, споруджуваного у відкритому котловані, з навколишнім ґрунтом:

1 — зворотне засипання пауз фундаментів;
2 — ґрунт не порушеної структури

передньо відкопаному котловані, з оточуючим ґрунтом наведена на рис. 10.8. Зважаючи на те, що закладення фундаменту в ґрунт здійснюється із зворотним засипанням, якість якого в ряді випадків забезпечити досить складно, взаємодія фундаменту з ґрунтом вище підшови в розрахунках не враховується. При експлуатаційному навантаженні такий фундамент через підшову передає напруження на так звану стисливу товщу основи H_c . Вважається, що в межах цієї товщі в ґрунті під фундаментом проявляються додаткові напруги, які зумовлюють деформації. Нижче межі стислої товщі стисливість ґрунту практично не впливає на деформацію фундаменту.

Умовами розрахунку такого фундаменту за граничним станом будуть: за стійкістю — перевірка умов (10.3), причому $F_i F_u$ — відповідно розрахункова сила і сила граничного опору за міцністю слабого водонасиченого ґрунту, або горизонтальні розрахункова і гранична сили опору зсуву фундаменту в горизонтальній площині; за деформаціями — перевірка умов (10.2) при обов'язковому додержанні попередніх умов розрахунку;

$$p \leq R; \sigma_{\max} \leq 1,2 R; \sigma_{\min} > 0, \quad (10.9)$$

де σ_{\max} , σ_{\min} — найбільші і найменші крайні контакти напруги по підшові фундаменту.

вигляді можна записати так:
перший граничний стан:

$$H \leq \frac{F_{hu}}{\gamma_k}; \quad (10.5)$$

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_u; \quad (10.6)$$

другий граничний стан:

$$u \leq u_u; \quad (10.7)$$

$$\psi \leq \psi_u; \quad (10.8)$$

де H — розрахункове значення поперечної сили, що діє на фундамент; F_{hu} — несуча здатність палі на дію горизонтального навантаження; γ_k — коефіцієнт надійності; u , ψ — розрахункові значення горизонтального переміщення і кута повороту фундаменту; u_u , ψ_u — гранично допустимі значення тих самих величин.

Схема взаємодії фундаменту, спорудженого в по-

2.4. ДАНІ, НЕОБХІДНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

До якості проектування і влаштування основ та фундаментів сучасних будівель і споруд пред'являються високі вимоги. Помилки, допущені при проектуванні і будівництві фундаментів, проявляються в основному через роки після завершення будівництва і усунення їх наслідків пов'язано з великими труднощами та затратами коштів. Найчастіше ці помилки ведуть до нерівномірних і недопустимо великих деформацій основ, що супроводжуються порушеннями міцності і стійкості надфундаментних конструкцій. Основні технічні вимоги до проектування і виготовлення основ і фундаментів викладені в будівельних нормах і правилах (СНИП) і виданих на їх основі посібниках та інструкціях.

З метою підвищення ефективності спорудження фундаментів будівель розв'язують такі завдання, як підвищення якості інженерно-геологічних розвідувань на будівельних майданчиках та точності оцінки фізико-механічних характеристик ґрунтів основ; удосконалення методів розрахунку і проектування основ та фундаментів; розробка і впровадження прогресивних конструкцій фундаментів; розширення галузі застосування нових сучасних методів штучного поліпшення властивостей ґрунтів основ; удосконалення методів влаштування фундаментів у різних інженерно-геологічних умовах; широкое впровадження сучасної будівельної техніки, індустріалізації та механізації робіт, зв'язаних з влаштуванням фундаментів і основ.

Для проектування основ та фундаментів необхідно мати основні вихідні дані, які можна об'єднати в чотири групи:

1. Характеристика будівельного майданчика (рельєф майданчика за даними геодезичної зйомки; дані про нашарування ґрунтів, рівень підземних вод і його коливання, фізико-механічні характеристики ґрунтів; відомості про дію інженерно-геологічних процесів; прогноз зміни геологічних і гідравлічних умов в процесі та в результаті будівництва; кліматичні і метеорологічні дані).

2. Характеристика об'єктів, що проектуються (креслення підземної частини будов і технологічного обладнання, навантаження, чутливість будівель і споруд до деформації основ; місцеві особливості: наявність сусідніх будівель, комунікацій і т. ін.; особливості експлуатації раніше зведених споруд поблизу будівельного майданчика).

3. Характеристика матеріалів для будівництва фундаментів і штучних основ (перелік матеріалів, які можна застосувати в конкретних умовах; відстань транспортування; вартість матеріалів).

4. Відомості про техніко-виробничі можливості будівельних організацій (підрядчика), наявність машин і механізмів, мож-

ливість одержання або виготовлення конструкцій фундаментів і матеріалів штучних основ.

Характеристика будівельного майданчика. Рельєф майданчика наносять у горизонталях на основі результатів геодезичної зйомки. При цьому на плані вказують контури споруд, що проєктуються, місця гірських виробок і точки проведення польових дослідних робіт, червоні лінії, проїзди та всі комунікації з глибиною їх закладення. Найважливішими документами для проєктування є інженерно-геологічні і гідрогеологічні матеріали. Вони повинні давати ясне уявлення про нашарування ґрунтів, їх склад, структуру і фізико-механічні характеристики, місцезнаходження рівня підземних вод, його сезонні коливання, ступінь їх агресивності щодо матеріалу всіх підземних споруд. Подаються ці дані у вигляді інженерно-геологічних колонок шурфів і свердловин, геолого-літологічних розрізів з висотною прив'язкою, таблиць і графіків. Окреме місце в матеріалах інженерно-геологічних пошуків повинні займати відомості про так звані особливі ґрунти і складні інженерно-геологічні явища. На підставі цих даних повинно бути однозначно вирішене питання про забезпечення нормальних умов експлуатації споруди.

Залежно від ступеня агресивності ґрунтових вод щодо матеріалу фундаментів і підземних комунікацій передбачають заходи захисту цих конструкцій від корозії. Сезонну промерзливість ґрунтів необхідно знати при визначенні глибини закладення фундаментів, особливо у випадках, коли можливе здимання ґрунтів. З точки зору розвитку здимання небезпечними будуть пилуваті піски, супіски та суглинки при підтіканні води з шарів, що лежать нижче шару, що промерзає. Глини і дрібні піски піддаються здиманню дещо менше. У результаті аналізу характеристики будівельного майданчика встановлюють: вид основи, конструкцію фундаменту і її матеріали, способи виконання робіт, захисні заходи проти впливу підземних вод. При визначенні перелічених факторів ураховують можливі зміни в характеристиці майданчика, які виникнуть у процесі та в результаті будівництва.

Характеристика об'єктів, що проєктуються. Для проєктування фундаментів необхідно знати цільове призначення будівлі, експлуатаційні вимоги, геометричні розміри, кількість поверхів, форму на плані, глибину підвальних приміщень, особливості несучих конструкцій, тобто необхідно мати креслення надземної частини будівлі, які дають можливість провести збір навантажень, що передаються від будівлі. Збір навантажень робиться відповідно до статичної схеми будівлі (розміщення несучих конструкцій стін, колон, балок та плит перекриття). Необхідно мати також дані про чутливість будівель і споруд до нерівномірних осідань, які залежать від їх жорсткості.

Характеристика матеріалів для будівництва. Основними матеріалами, які застосовують для будівництва фундаментів, є бутовий камінь, бутобетон, бетон, залізобетон та цемент. *Бутову*

кладку використовують для фундаментів малого об'єму при наявності місцевого каменю. Головним недоліком бутової кладки є неможливість застосування індустріальних методів виконання робіт. *Бутобетонні і бетонні* фундаменти доцільно використовувати у випадках виконання робіт при позитивних і незначних негативних температурах повітря, мінімальних площах опалубки. *Бетон* використовують для зведення монолітних і збірних жорстких фундаментів. *Залізобетон* є найбільш досконалим матеріалом для фундаментів, він добре працює на вигин, застосовується для зведення гнучких фундаментів. Застосування бетону і залізобетону допускає влаштування фундаментів з готових елементів заводського виготовлення з наступним їх монтажем на будівельному майданчику. Використання збірного бетону і залізобетону відповідає вимогам індустріалізації будівництва.

Грунтоцемент і грунтобетон — це суміші ґрунту, цементу та щебеню, використовуються при виготовленні штучних основ, дорожнього і аеродромного покриття, фундаментів порівняно легких будівель і споруд.

Цементні і силікатні речовини, а також бітумні і синтетичні суспензії використовують для нагнітання в ґрунт з метою його закріплення при влаштуванні штучних основ.

Відомості про техніко-виробничі можливості підрядної організації. При розробці проекту фундаментів обов'язковою умовою є своєчасне погодження з будівельною організацією конструкцій фундаментів і видів штучних основ, що застосовуються. У протинному разі, при відсутності у підрядчика технічної можливості виготовити запроєктовані конструкції фундаментів, проект може залишитись нереалізованим. Це також стосується матеріалів, прийнятих у проекті для виготовлення фундаментів та штучних основ. Збірні фундаменти, які влаштовують способом занурення (забивні палі, блоки, шпунт), потребують спеціального обладнання (копри, молоти, віброзаглибники та ін.). Закріплення ґрунтів методом силікатизації проводять спеціальним комплексом обладнання, наявного в спеціалізованих організаціях.

10.5. ЗАВДАННЯ ВАРІАНТНОСТІ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

Головні принципи проектування основ та фундаментів будівель і споруд такі: економічність (основи і фундаменти будівель, що проєктуються в конкретних умовах, повинні мати найменшу вартість); *швидкість будівництва* (нульовий цикл повинен бути виконаний в найкоротший строк); *максимальне використання несучої здатності основ і фундаментів* (використання при проєктуванні сучасних досягнень в області механіки ґрунтів і фундаментобудування); *надійність* (здатність основ і фундаментів сприймати навантаження протягом усього строку служби споруди без порушення умов його нормальної експлуатації).

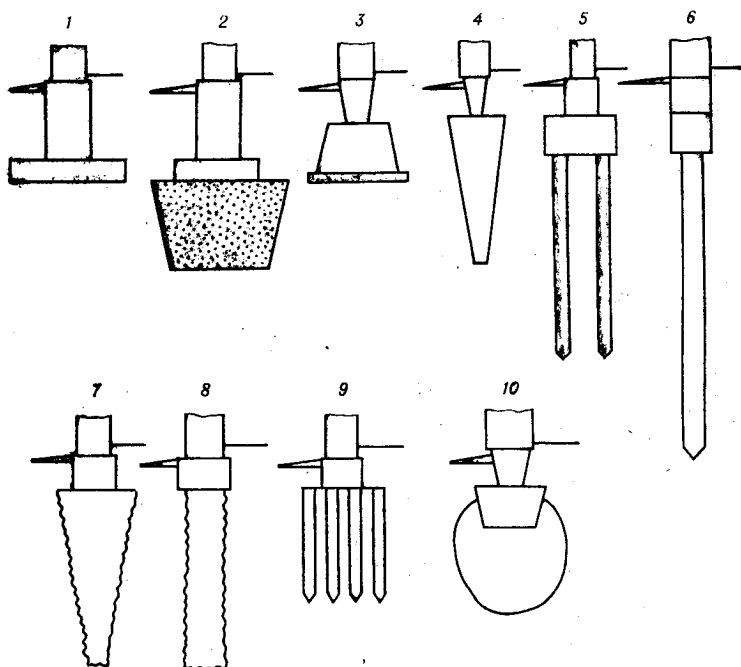


Рис. 10.9. Фундаменти під несучі стіни:

1 — стрічкові; 2 — на штучних основах; 3 — окремі фундаменти з балками; 4 — піраміди дальні палі; 5, 6 — призматичні забивні палі; 7 — конусні набивні палі; 8 — циліндричні набивні палі; 9 — мікропалі; 10 — фундаменти у витрамбуваних котлованах

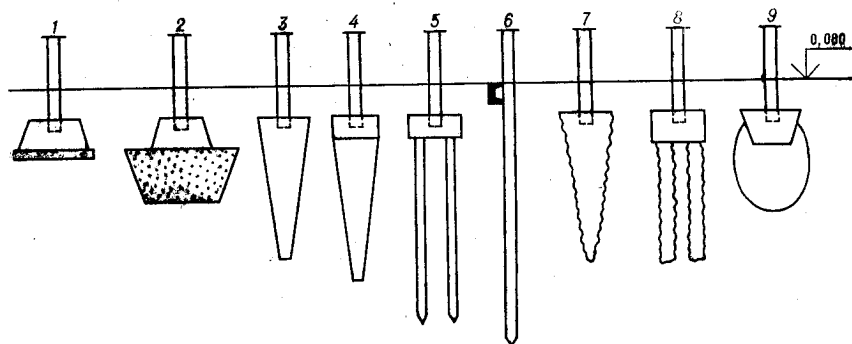


Рис. 10.10. Фундаменти під колони каркасів і естакад:

1 — стовпчастий; 2 — на штучній основі; 3, 4 — пірамідальні палі; 5 — призматичні забивні палі; 6 — палі-колона; 7, 8 — набивні палі; 9 — фундамент у витрамбуваних котлованах

У процесі варіантного проектування вибирають найбільш економічне, технологічне, надійне вирішення, яке дає змогу максимально використовувати несучу здатність основ. Залежно від способу передачі навантаження від надземної частини фундаменти будівель і споруд можна розділити на чотири основні гру-

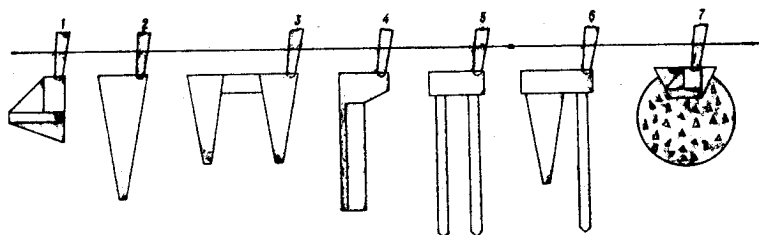


Рис. 10.11. Фундаменти під стояки несучих розпірних конструкцій:

1 — асиметричний окремий фундамент; 2, 3 — пірамідальні палі; 4 — палі таврового перетину з консолюю; 5 — кущ привагичних палей; 6 — кущ із пірамідальних та призматичних палей; 7 — фундамент у витрамбованому котловані

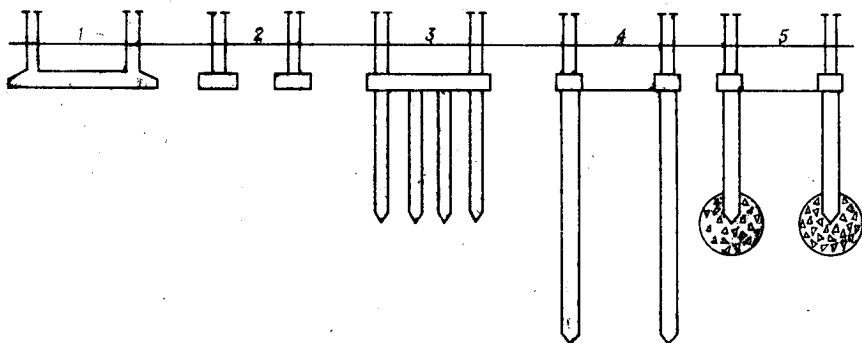


Рис. 10.12. Окремі фундаменти під споруди баштового типу:

1 — суцільна залізобетонна плита; 2 — кільцева залізобетонна плита; 3 — кущ забивних палей; 4 — кільцевий надровий фундамент; 5 — у пробитих свердловинах з розширенням у нижній частині й витрамбовуванню щебеню

під несучі стіни (рис. 10.9); під колони каркасів і естакад (рис. 10.10); під стояки несучих розпірних конструкцій (рис. 10.11) та окремі фундаменти під споруди баштового типу (рис. 10.12).

Вибір основ і ефективної конструкції фундаменту є складним комплексним завданням, що потребує врахування численних факторів. Головні серед них: інженерно-геологічні умови, конструктивні особливості споруд, техніко-економічні умови виконання робіт тощо. В усіх випадках слід прагнути розташовувати споруди на ділянках із сприятливими інженерно-геологічними умовами. При цьому необхідно враховувати вимоги земельного законодавства щодо збереження природних земель для землеробства та охорони навколишнього природного середовища.

Для подальшого розгляду прийемо умовний розподіл ґрунтів на три категорії: *придатні для природної основи* — пілувато-глинясті ґрунти від тугопластичної до текучопластичної консистенції, піски середньої щільності ($R=100\text{...}250$ кПа); *слабкі* — пілувато-глинясті ґрунти текучої консистенції, мули заторфовані, незлежані насипи та інші ґрунти ($R<100$ кПа); *щільні* — тверді і напівтверді пілувато-глинясті, великоуламкові, щільні

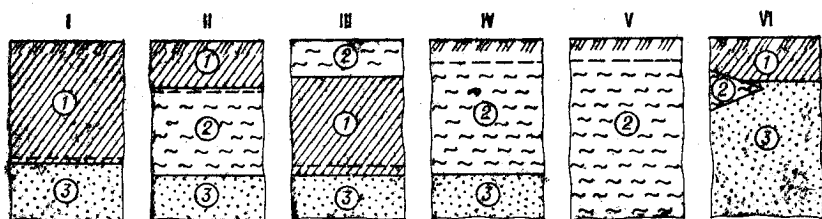


Рис. 10.13. Схеми типових напластувань ґрунтів (I—VI):
1 — придатні; 2 — слабі; 3 — щільні

піщани, скельні ґрунти ($R > 250$ кПа). Різноманітність ґрунтів основ можна представити у вигляді шести схем (рис. 10.13), згідно з якими основи можуть бути складені з шарів ґрунту, витриманих за глибиною і протяжністю (I—V), а також з викилюючих шарів і ліній (VI).

За рельєфом ділянки будівництва поділяються на рівнинні і косогірні. На косогірних ділянках необхідно оцінювати стійкість схилу, а також можливість винирання ґрунту з-під фундаменту.

У значній мірі на вибір виду і конструкції фундаменту впливає рівень ґрунтових вод. У зв'язку з цим будівельні майданчики діляться на три типи: *необводнені* — фундаменти можна розміщувати вище рівня підземних вод і не виникають ускладнення при зведенні і експлуатації підземної частини споруди; *обводнені* — ґрунтові води залягають вище підошви фундаментів, що ускладнює будівництво підземної частини споруди і її експлуатацію; *необхідні* влаштування надійної гідроізоляції і захист від агресивної дії підземних вод; *покриті водою* — будівництво треба вести на намулених або відсипаних ділянках, що визначає конструктивні особливості фундаментів і способи виконання робіт.

Варіантне проектування виконують у такій послідовності: визначають усі реальні в даних конкретних умовах варіанти фундаментів; для цього можна скористатися рекомендаціями табл. 10.2; виконують розрахунки відібраних варіантів типового перерізу фундаментів для визначення їх розмірів і матеріаломісткості; проводять техніко-економічне порівняння варіантів і вибір найбільш ефективного, економічного, надійного і т. д.

Найбільш економічний варіант фундаменту вибирають з урахуванням наведених затрат Π , які визначають разом з експлуатаційними витратами за формулою

$$\Pi = C + E_n \cdot K_1 + (И/E_n), \quad (10.10)$$

де C — собівартість фундаменту, крб., E_n — нормативний коефіцієнт ефективності капітальних вкладень, 1/рік ($E_n = 0,12$); K_1 — капітальні вкладення в основні виробничі фонди та вкладення в оборотні кошти, крб.,

$$K_1 = K_m + K_r + K_o,$$

тут K_m , K_T — капітальні вкладення в основні виробничі фонди у сфері будівництва відповідно на набутті будівельних машин та засобів транспорту, крб./рік; K_0 — капітальні вкладення в оборотні фонди, незавершене будівництво та в складання запасу основних будівельних матеріалів, крб.;

I — експлуатаційні витрати, крб.,

$$I = 1,08 \cdot C \cdot \frac{A_1 + A_2}{100}, \quad (10.11)$$

тут A_1 та A_2 — відповідно відрахування на амортизацію, поточний ремонт та утримання конструкцій; встановлюються згідно з табл. 10.3 у відсотках.

Таблиця 10.2. Рекомендовані конструкції фундаментів будівель і споруд

Грунтові умови	Фундаменти						Палі							
	стричкові	симетричні або асиметричні стовпчасті	супільна або кільцева плита	на шпичуватій основі	у витрамбовуваних котлованах		забивні прикватичні	забивні пірамідальні	забивні палі-колони	забивні таврові з консоллю	пірамідальні і призматичні	короткі буронабивні	конічні набивні	мікроналі
					звичайні	з решітряними								
<i>Фундаменти під несучі стіни</i>														
I	+	+	-	-	+	+	+	+	-	-	+	+	+	+
II	+	+	-	+	-	-	+	+	-	-	-	+	+	+
III	+	+	-	-	+	+	+	+	-	-	+	+	+	+
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
<i>Фундаменти під колони безрозпірних несучих конструкцій</i>														
I	-	+	-	-	+	+	+	+	-	-	+	+	+	+
II	-	+	-	-	+	+	+	+	-	-	-	+	+	+
III	-	+	-	-	+	+	+	+	-	-	+	+	+	+
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	+	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	+	+	-	+	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	+	-	-	-	-	-
<i>Фундаменти під стійки розпірних несучих конструкцій</i>														
I	-	+	-	-	+	-	+	+	+	+	-	-	+	-
II	-	+	-	-	+	-	+	+	+	+	-	-	+	-
III	-	+	-	-	+	-	+	+	+	+	-	-	+	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	+	-	-	-	-	-
<i>Окремі фундаменти під споруди баштового типу</i>														
I	-	-	+	-	-	+	+	-	-	-	-	+	+	+
II	-	-	+	-	-	+	+	-	-	-	-	+	+	+
III	-	-	+	-	-	+	+	-	-	-	-	+	+	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-

Примітка. Знаком «+» відмічені рекомендовані конструкції; знаком «-» — нерекондовані.

Таблиця 10.3. Розміри відрахувань на амортизацію, поточний ремонт та утримання конструкцій

Конструкції	Відрахування, %	
	A ₁	A ₂
Збірні залізобетонні (крім стінових панелей)	2	0,7
Те саме, зі стіновими панелями	3	0,84
Сталеві	5	1,2

У свою чергу, собівартість С визначають за формулою

$$C = (C_{o.v} + C_T) K_B + C_3 + C_{y.c} + C_{b.p} + H_B + C_{zy}, \quad (10.12)$$

де $C_{o.v}$ — оптова вартість конструкцій, виробів, напівфабрикатів, яку встановлюють за відповідними прейскурантами, крб.; C_T — витрати на транспортування конструкцій, виробів, напівфабрикатів до будівельного майданчика та розвантаження, крб.; K_B — коефіцієнт, що враховує витрати матеріалів, виробів, напівфабрикатів на весь об'єм фундаменту; C_3 — прямі затрати на зведення фундаменту, крб.; $C_{y.c}$ — вартість укрупнювального складання конструкцій, крб.; $C_{b.p}$ — вартість будівельно-монтажних робіт, крб.; H_B — накладні витрати, крб.; C_{zy} — додаткові витрати на виробництво робіт у зимовий час, крб.

Накладні витрати визначають за формулою

$$H_B = \alpha_{н.р} (C_{o.z} + C_{e.m}) K_P, \quad (10.13)$$

де $\alpha_{н.р}$ — норматив накладних витрат за видами робіт; $C_{o.z}$ — основна заробітна плата робітників, зайнятих на влаштуванні фундаментів, крб.; $C_{e.m}$ — витрати на експлуатацію машин, крб.; K_P — поправочний коефіцієнт.

Економічний ефект визначають як різницю між еталонним та порівнювальним варіантами.

Для визначення кількісних показників використовують матеріали. Руководства по выбору проектных решений фундаментов (М., 1984), з урахуванням відповідних коефіцієнтів.

10.6. ВИБІР ГЛИБИНИ ЗАКЛАДЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Під глибиною закладення фундаментів розуміють відстань від поверхні планування до підшови (рис. 10.1 і 10.8). При наявності в будівлі підвалу глибину закладення фундаменту d_1 визначають з урахуванням відстані від підлоги підвалу до його підшови. Якщо підлога підвалу нижче поверхні планування, то це слід враховувати при визначенні розрахункового опору основи третім членом формули (10.1).

Глибина закладення фундаментів залежить від таких факторів, передбачених будівельними нормами і правилами (при роз-

гляді кожного фактора глибини закладення фундаменту приймають мінімальною):

1. Призначення і конструктивні особливості споруди, що проектується. Так, у будівлях з підвалом фундамент повинен бути заглиблений нижче підлоги підвалу. При наявності під підлогою каналів підшва фундаменту повинна розташовуватись не вище позначки дна каналів. Для каркасних будівель величина d_1 пов'язана з висотою фундаменту, яка, в свою чергу, залежить від глибини замурування колони у фундамент.

2. Глибини закладення фундаментів суміжних споруд, а також глибини прокладки інженерних комунікацій. У місці примикання споруди, що проектується, до існуючої її фундаменти повинні розташовуватись на одній позначці. Якщо позначки підшви існуючого і фундаменту, що будується, різні, то повинна дотримуватись умова

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{p} \right), \quad (10.14)$$

де a — відстань між фундаментами (рис. 10.14); φ_1 , c_1 — розрахункові значення кута внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту; p — середній тиск під підшвою вище розташованого фундаменту від розрахункових навантажень (для розрахунку основи за несучою здатністю).

3. Рельєфи — наявний і проектний на території забудови. При проектуванні фундаментів необхідно зробити так, щоб підлога першого поверху будови була дещо вище поверхні планування в найвищій точці рельєфу майданчика в межах розмірів будівлі, а підшва фундаментів була розташована не менш ніж на 0,5 м нижче найнижчої точки рельєфу, який проектується, в тих же межах.

4. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика. Мінімальна глибина закладення фундаменту на природних основах визначається так, щоб фундаментом були пройдені небудівельні ґрунти і він був заглиблений у несучий шар не менш ніж на 0,3 м.

5. Гідрогеологічні умови будівельного майданчика і можливі їх зміни в процесі будівництва і експлуатації споруди. При значенні глибини закладення фундаменту слід намагатися розташувати фундамент вище існуючого і передбачуваного рівнів підземних вод. Це значно скоротить витрати на виготовлення фундаменту і його захист від підземних вод.

6. Глибина сезонного промерзання ґрунтів. Якщо основи фундаментів складають ґрунти, що здимаються (при певному режи-

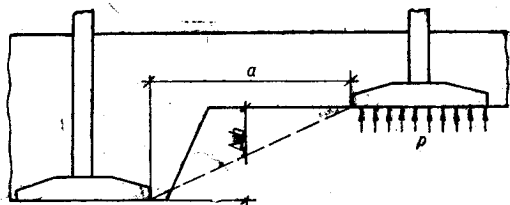


Рис. 10.14. Схема примикання фундаментів, які проектують до існуючих

мі вологості ними можуть бути пилувато-глинясті ґрунти, а також дрібні і пилуваті піски), глибину закладення фундаменту визначають з урахуванням розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів d_f :

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (10.15)$$

де k_h — коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди; приймається для зовнішніх стін опалюваних споруд відповідно до будівельних норм і правил, а для неопалюваних $k_h = 1,1$, крім районів з мінусовою середньорічною температурою; d_{fn} — нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (10.16)$$

де d_0 — величина, що приймається для суглинків і глин 0,23 м; супісків, пісків дрібних і пилуватих — 0,28 м, пісків гравелистих, крупних і середньої крупності — 0,30 м, великоуламкових ґрунтів — 0,34 м; M_t — безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних мінусових температур на зиму в даному районі; приймається відповідно до будівельних норм і правил з будівельної кліматології та геофізики, а при відсутності в них даних для конкретного пункту або району будівництва — за результатами спостережень гідрометеорологічної станції. Глибину закладення фундаментів у ґрунтах, що здимаються, приймають, як правило, не менше розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів d_f .

Після призначення мінімальної глибини закладення фундаменту по кожному з шести факторів для подальшого розгляду береться найбільше значення, як таке, що задовольняє всі умови. Одержану глибину закладення фундаментів уточнюють за модулем висоти прийнятої конструкції фундаменту (збірного або монолітного).

Контрольні запитання і завдання для самостійної роботи

1. Покажіть на рис. 10.1 епюру додаткового тиску в ґрунті нижче підшви фундаменту.
2. Приведіть кілька схем фундаментів з груп, що виготовляються без виїмання ґрунту, з виїманням ґрунту, з допомогою фізико-механічних процесів.
3. Покажіть на схемах окреслення зони впливу фундаментів кожної групи. В чому їх принципова відмінність?
4. За якими граничними станами розраховують основи фундаментів?
5. Які умови повинні виконуватись при проектуванні основ за другою групою граничних станів?
6. Як робиться розрахунок основ за деформаціями?
7. Які є види деформацій будівель і споруд?
8. Яка умова визначає розрахункове значення опору основи? Її фізична суть.
9. Як змінюються деформації основ при послідовному заглибленні фундаментів?
10. Як проявляється взаємодія зон зсуву і зон ущільнення при заглибленні фундаментів?

11. Назвіть процеси, що відбуваються в межах зони впливу фундаменту і впливають на міцність і деформативність основ.
12. Покажіть схеми контактних напружень фундаментів першої і другої груп при дії вертикальних і горизонтальних навантажень.
13. Розшифруйте роль кожного члена формули (10.4) при оцінці несучої здатності фундаменту, що споруджується без виймання ґрунту.
14. Яких умов треба дотримуватись при розрахунку фундаментів на дію горизонтальних навантажень?
15. Які вихідні дані необхідні для проектування основ та фундаментів?
16. Які матеріали використовують для влаштування фундаментів і штучних основ?
17. Яких цілей досягають варіантним проектуванням основ та фундаментів?
18. Який принцип покладено в основу визначення глибини закладення фундаментів?
19. Які фактори враховують при призначенні глибини закладення фундаментів?
20. З якої умови призначають глибину закладення фундаменту в ґрунтах, що здимаються?

11. ФУНДАМЕНТИ ТА ШТУЧНІ ОСНОВИ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ З ВИЙМАННЯМ ҐРУНТУ

11.1. ФУНДАМЕНТИ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ У ВІДКРИТИХ ВИЙМКАХ З ДАЛЬШИМ ЗАСИПАННЯМ ҐРУНТОМ

Загальною рисою таких фундаментів є необхідність попереднього розроблення котлованів або траншей у ґрунті, а також зворотнє засипання ґрунту в проміжок між бічною поверхнею фундаментів та укосами виїмок.

Як було зазначено в попередньому розділі, найбільш поширеним матеріалом для влаштування фундаментів на сучасному етапі розвитку будівельної техніки є бетон та залізобетон. Тепер визнано, що в масовому будівництві окремі та стрічкові фундаменти з монолітного залізобетону за основними техніко-економічними показниками кращі, ніж збірні. Так, наведені витрати та кошторисна вартість збірних фундаментів на 30—120 % вища, ніж монолітних, а трудові витрати з урахуванням виготовлення та транспортування вищі на 30—80 %. Крім того, на влаштування збірних фундаментів витрачають на 20—30 % більше паливно-енергетичних ресурсів. Таким чином, технологію виготовлення фундаментів на місці з монолітного залізобетону можна вважати цілком ресурсозберігаючою.

До цього треба додати, що порівняна ефективність застосування монолітних фундаментів значно підвищується, коли фундаменти споруджуються у сейсмічних районах, на ділянках, під якими є підземні виробки, на торфах, намівних, водонасичених, просадочних ґрунтах. У більшості випадків використання збірного залізобетону для фундаментів у складних геологічних умовах недоцільне.

Є види фундаментів, де збірний залізобетон досить успішно конкурує з монолітним. Це окремі фундаменти невеликих розмірів з масою до 3 т під колони, стояки, рами; стрічкові фунда-

менти з шириною підшви до 1—1,4 м; фундаменти під технологічне обладнання; фундаменти опор ліній електропередач.

Стіни підвалів цегляних та великоблочних будинків здебільшого слід також проектувати в монолітному варіанті, а великопанельних — у збірному.

Існує кілька ознак, за якими розрізняють фундаменти, що їх влаштовують у відкритих виїмках.

1. За умовами виготовлення: монолітні фундаменти, які споруджують на будівельному майданчику, і збірні, які монтують з окремих елементів заводського виготовлення.

2. За умовами роботи: фундаменти жорсткі, які працюють лише на стиснення, і гнучкі, які працюють на вигин спільно з основою.

3. За матеріалом: фундаменти з бутового мурування, бутобетонні, бетонні та залізобетонні.

4. За формою: залежно від системи несучих конструкцій будівель та споруд, а також від особливостей та міцності основ застосовують стрічкові, окремі та перехресні фундаменти, суцільні залізобетонні плити; останні іноді виготовляють коробчастими у вигляді циліндричних оболонок або оболонок подвійної кривизни.

Стрічкові фундаменти влаштовують під несучі та самонесучі стіни. Вони складаються з нижньої частини у вигляді прямокутної або ступінчастої фундаментної стрічки та стінки. Остання в будівлях з підвалом є одночасно і його стіною.

Збірні фундаментні стрічки монтуються з елементів за ГОСТ 13580—85 завдовжки 1180 або 2380 мм, завширшки 600—3200 і заввишки 300 або 500 мм. Якщо ширина стрічки за розрахунком та прийнята за стандартом не збігаються, проектувальник використовує найближчу (більшу за розрахункову) ширину елемента. Для того щоб уникнути перевитрати ресурсів, стрічку можна робити переривчастою з проміжками між елементами. Проміжки заповнюють місцевим ґрунтом з ущільненням.

Збірні елементи стрічки кладуть на вирівняний шар піску 8—10 см завтовшки для повного стикання підшви з основою. Якщо передбачено влаштування армованого шва, то по стрічці або верхньому ряду блоків розміщують арматурні стержні.

Поздовжні та поперечні фундаменти з'єднуються перев'язуванням елементів стрічки та блоків. Крім того, в примиканні стін кладуть арматурні сітки над кожним рядом блоків. Перехід від однієї глибини закладення до іншої виконують уступами (рис. 11.1).

З метою збереження ресурсів розроблено нову серію полегшених плит, які мають кутові вирізи. Економія металу порівняно із стандартними в таких елементах становить близько 12 %, бетону — 8—9 %. Деяка зміна характеру передачі навантаження на ґрунт створює більш сприятливі умови для спільної роботи фундаменту з основою. Полегшені плити з вирізами виготовля-

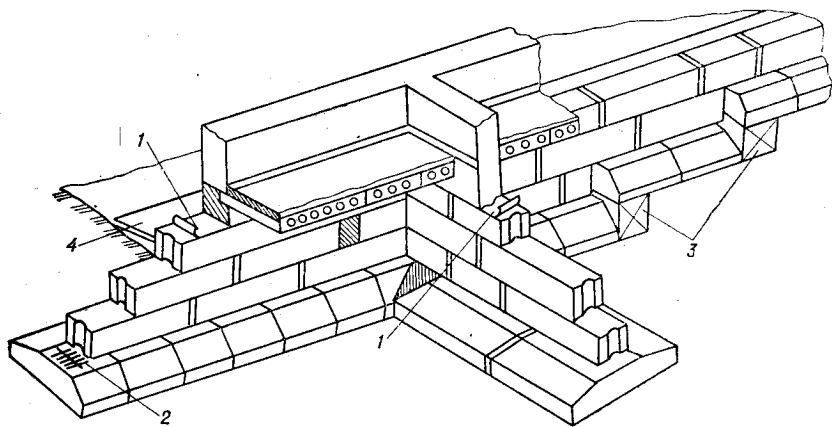


Рис. 11.1. Конструкція збірної стрічкового фундаменту:

1 — протикапілярна гідроізоляція; 2 — армований шов; 3 — перехід від однієї глибини закладення до іншої; 4 — вимощення

ють завдовжки 2380 мм, заввишки 500 і завширшки 2000—3200 мм.

Окремі фундаменти влаштовують у будівлях каркасного типу, коли між окремими опорами відстань досить велика, а основа має достатню несучу здатність. Іноді їх разом з фундаментними балками (рандбалками) використовують і в будівлях з несучими стінами.

Окремі фундаменти здебільшого складаються з плитної та підколонної частин. З'єднання збірних колон з фундаментом передбачається стаканного типу, монолітних колон — шляхом поєднання арматури з випусками арматури фундаменту. Сталеві колони з'єднують з фундаментом з допомогою анкерних болтів, які забетонують у фундаментах.

При центральному завантаженні окремі фундаменти проектують круглими або квадратними в плані. Винятком може бути випадок, коли такому окресленню заважають сусідні фундаменти під обладнання або підземні приміщення.

При позакентровому завантаженні окремі фундаменти проектують прямокутними з розміщенням більшої сторони в напрямі дії згинального моменту.

Для багатопверхових каркасних будинків застосовують збірні окремі фундаменти за ГОСТ 24476—80, для будівель сільськогосподарського призначення — за ГОСТ 24022—80 (див. рис. 11.2). Маса таких збірних елементів 0,9—5,5 т. У котлованах їх встановлюють на підготовку з піску або гравію завтовшки 100 мм.

Для зниження трудовитрат при зведенні фундаментів під типові залізобетонні колони розроблено конструкцію складеного фундаменту, який створено з двох нижніх фундаментних плит, на які опертий підколонник.

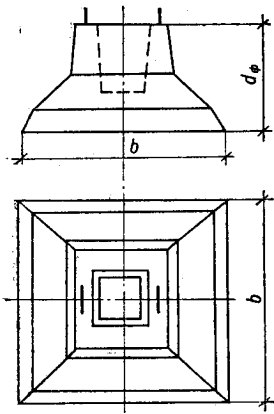


Рис. 11.2. Збірний залізобетонний фундамент за ГОСТ 24476—80

Між плитами передбачено щілину за- ширишки 600 мм. Бічні вертикальні шви між підколонником та плитами ретельно зачеканюють цементним розчином. Наявність згинального моменту або попе- речної сили значно знижує можливість використання такої конструкції, бо ви- кликає необхідність застосування заклад- них деталей та випусків арматури для поєднання елементів фундаменту між собою.

Останнім часом використовують тон- костінні фундаменти у вигляді конічної оболонки (рис. 11.3). Такі фундаменти мають високу міцність та жорсткість і досить економічні з точки зору витрати ресурсів.

Завдяки особливостям конструкції нижню частину фундаменту можна робити круглої, квадратної або прямокутної форми з різними розмірами.

Процес спорудження тонкостінних фундаментів-оболонки такий. Після влаштування траншеї або котлована на дні роблять піщану чи щебеневу підготовку. На ній встановлюють фунда- ментну плиту потрібних типу та розмірів. Для монтажу коніч- ного підколонника на поверхні плити розстелюють шар цемент- ного розчину 15—25 мм завтовшки. Після опускання підколон- ника бічна поверхня фундаменту обмазується гарячим бітумом за два рази, а шов між плитою та конічною частиною ізолюють

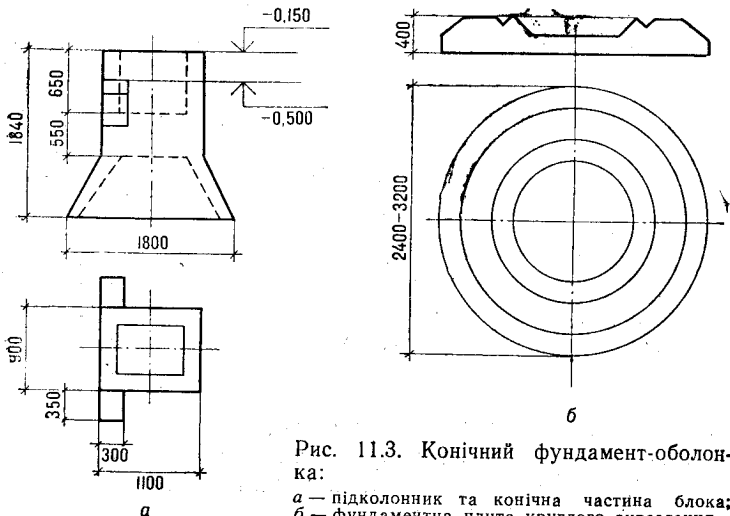


Рис. 11.3. Конічний фундамент-оболонка:

а — підколонник та конічна частина блока;
б — фундаментна плита круглого окреслення

двома шарами гідроізолю або склотканини на холодній бітумно-кукерсолній мастиці. Якщо конічна оболонка спирається безпосередньо на основу, що можливо в разі незначного навантаження на фундамент, то після монтажу через отвір у дні стакана насосом закачують під оболонку цементний розчин або бетон з осіданням конуса 120—140 мм. Закачування завершують після початку витікання розчину чи бетону з-під зовнішнього краю оболонки. Це забезпечить щільний контакт оболонки з основою. Такі фундаменти порівняно із звичайними монолітними конструкціями фундаментів ефективніші. Економія цементу досягає 50 %, трудовитрати знижуються на 13 %. Скорочуються також і енерговитрати.

Монолітні фундаменти здебільшого виготовляють із залізобетону, що дозволяє їм сприймати розтягуючі зусилля, а також вигини, які виникають завдяки спільній роботі споруди з ґрунтом. Неширокі фундаменти можна проектувати жорсткими з бетону, бутобетону або бутового каменю. Для того щоб у тілі таких фундаментів розтягуючі зусилля не мали розвитку, вони розширюються вниз до підшови уступами, розміри яких обмежуються кутом жорсткості 26—38°. Величина кута залежить від матеріалу фундаменту, типу ґрунту основи, а також тиску на основу.

Верхня частина залізобетонного фундаменту залежить від характеру надземної конструкції. Для збірних залізобетонних колон уступ фундаменту влаштовують на позначці — 0,15, а в підколоннику передбачають стакан для поєднання колони з фундаментом. Таке рішення дозволяє зворотну засипку зробити до монтажу колон і таким чином значно полегшити технологічні умови дальшої роботи. Уступ фундаменту для монолітної колони роблять на рівні верху фундаментної балки, а для сталевих колон — на позначці — 0,7...1,0 або на 100 мм нижче позначки опорної плити колони.

Висота фундаменту призначається залежно від умов закладення колони, глибини закладення фундаменту. В більшості випадків монолітний залізобетонний фундамент включає плитну частину ступінчастої форми, розміри якої встановлюють за розрахунком, та підколонник. Розміри в плані плитної частини, ступеней, підколонника приймаються кратними 300 мм, висоти ступеней та плитної частини — кратними 150, а загальна висота фундаменту — кратною 300 мм. Під колони будівель і споруд промислових підприємств широко застосовують фундаменти нульового циклу (рис. 11.4).

При використанні для основи піщаного або не дуже щільного пилувато-глинястого ґрунту під монолітними залізобетонними фундаментами передбачається підготовка з пісного бетону класу В 2,5 50—100 мм завтовшки. Якщо в основі є щільний пилувато-глинястий ґрунт, обмежуються підготовкою з утрамбованого щебеню. Для виготовлення самого фундаменту на природній основі використовують бетон класу не нижче В 12,5. Товщина захисно-

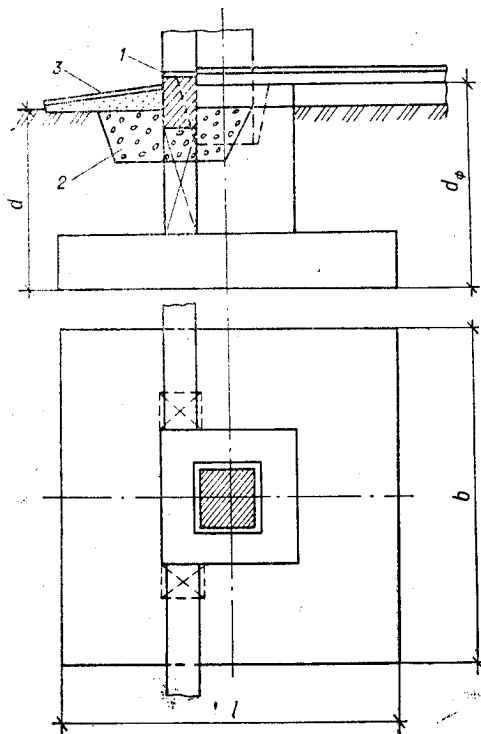


Рис. 11.4. Монолітний залізобетонний фундамент під збірну залізобетонну колону:

1 — гідроізоляція; 2 — утеплення шлаковою засипкою; 3 — вимощення

тах, на ділянках, під якими є гірничі виробки, а також у сейсмічних районах. Перехресні фундаменти влаштовують у вигляді взаємно перпендикулярних стрічкових фундаментів, на які в місцях перехрещень та примикань опираються колони.

Така конструкція забезпечує велику гнучкість та можливість вирівнювання осідань споруди. Стрічки працюють подібно до багатопрольотної балки, яку завантажено знизу реакцією ґрунту і яка спирається на колони. Армування виконують у поздовжньому та поперечному напрямках за значеннями згинальних моментів. Стрічка має тавровий переріз. Зменшення тиску (реакції) можливе тільки за рахунок збільшення розміру стрічки в поперечному напрямі.

Збірно-монолітні перехресні фундаменти монтують із збірних хрестоподібних опорних блоків з отворами для прокладення попередньо напруженої арматури та розташованих між ними коритоподібних або прямокутних елементів. Об'єднання конструкції в єдину несучу систему виконують за рахунок натягання

го шару для робочого армування нижньої плитної частини фундаменту береться залежно від розміщення рівня ґрунтової води 35—75 мм завтовшки.

Якщо ширина фундаменту не перевищує 3000 мм, плитну частину армують однією сіткою з робочими стержнями у двох напрямках. Ширші фундаменти армують уніфікованими звареними сітками в два шари з робочою арматурою у взаємно перпендикулярному напрямі. Підколонники, якщо це необхідно за розрахунком, армують поздовжньою та поперечною арматурою за принципом армування колон.

Перехресні та суцільні фундаменти влаштовують монолітними або збірно-монолітними. Вони поширені в будівлях і спорудах, які будують на слабких, насипних ґрун-

пучків арматури домкратами та дальшого заповнення каналів під час ін'єкції цементного розчину.

Суцільні фундаменти застосовують у випадках, коли треба значні навантаження передати на слабку основу, а стрічки не дозволяють зменшити тиск до розрахункового або вимагають значного заглиблення фундаменту. Такі фундаменти влаштовують у вигляді гладких або ребристих залізобетонних плит. Головна перевага суцільних фундаментних плит — це їх здатність зменшувати тиск на слабку основу та перерозподіляти зусилля на ґрунт, тобто знижувати тиск на більш піддатливі ділянки і, навпаки, збільшувати тиск на міцні ділянки. Це один з найкращих засобів вирівнювання осідань неоднорідних основ.

Класичним прикладом застосування фундаменту суцільного типу є будівництво Останкінської телевізійної башти в Москві за проектом інженера М. В. Нікітіна.

Ця майже 540-метрова споруда масою 51 400 т спирається на попередньо напружений залізобетонний фундамент, глибина закладення якого від поверхні становить 3 м, а від підлоги вестибюлю — 4,65 м, що становить близько 0,9 % загальної висоти башти.

Конструкція фундаменту — це десятикутна кільцева залізобетонна плита з середнім діаметром 61 м, завширшки близько 9,5 м і завтовшки 3—4,5 м. Таким чином, площа підшови $A = 1820 \text{ м}^2$, а тиск на рівні підшови плити — $P = 0,28 \text{ МПа}$.

Під фундаментом розташовані льодовикові відклади, які представлені моренними суглинками, пісками з включенням щебеню, ріні, валунів. Скелясті породи залягають на глибині близько 40 м, рівень ґрунтової води — на глибині 3,8—4,8 м.

Спостереження за період експлуатації башти з 1967 р. показали, що осідання її досягло приблизно 60 мм, що дуже близько до розрахункового значення. Нерівномірність осідання склала близько 10 мм. Це викликало зміщення верхньої частини башти на 8—10 см, а взагалі розрахункове відхилення осі башти від вітрового навантаження та сонячного нагрівання становить на рівні верху залізобетонної частини відповідно 4,16 та 1,02 м, а на рівні верху металічної антени — 11,65 та 2,25 м.

Автор проекту передбачив можливість сприйняття баштою додаткових зусиль від сейсмічного навантаження силою до 8 балів.

11.2. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ФУНДАМЕНТІВ ВІД СПІЛЬНОЇ ДІЇ ВЕРТИКАЛЬНОГО І ГОРИЗОНТАЛЬНОГО НАВАНТАЖЕНЬ

Центральне навантаження. Центральню навантаженим фундаментом вважається такий, у якого вертикальна складова рівнодіючої всіх сил проходить через центр ваги площі підшови.

Після вибору глибини закладення фундаменту та визначення величини навантаження на уступі фундаменту розраховують розміри підшови за принципами, які викладені в розд. 10. Роз-

рахунок виконують способом послідовного наближення у зв'язку з тим, що формула визначення розрахункового опору ґрунту (10.1) має в своєму складі параметри, які залежать від розмірів фундаменту.

Згідно з умовами діючих норм, середній тиск по підшві фундаменту не може перевищувати розрахункового опору ґрунту, визначеного за формулою (10.1). Тобто

$$P = \frac{F_v + G}{A} + q \leq R, \quad (11.1)$$

де F_v — вертикальне навантаження на уступі фундаменту за основним сполученням для розрахунку за II групою граничних станів, кН; G — вага фундаменту та ґрунту на його уступах, кН; A — площа підшви фундаменту, м²; q — навантаження на підлогу від матеріалів та обладнання; для виробничих приміщень приймається 20 кПа, якщо інших вказівок немає.

Розбіжність між розрахунковим опором та середнім тиском при перевантаженні не повинна перевищувати 5 %, а при недовантаженні — 10 %.

При розрахунку розмірів стрічкового фундаменту навантаження визначають на метр довжини стінки. Тоді площа підшви чисельно дорівнює ширині стрічки. Для окремих фундаментів навантаження визначають за вимогами СНиП 2.01.07-85, ураховуючи відповідні вантажні площі.

Попередні розміри фундаменту (а для фундаментів будівель і споруд III класу — і кінцеві) встановлюють з допомогою розрахункових опорів ґрунту R , які наведено в таблицях, поданих у СНиП 2.02.01-83 залежно від виду ґрунту та його властивостей. Такі таблиці складені для фундаментів, що мають ширину $b=1$ м та глибину закладення $d=2$ м. Якщо ширина або глибина закладення фундаменту відрізняється від цих величин, то робиться поправка.

Можлива така послідовність розрахунку.

1. Визначають попередні розміри підшви фундаменту з використанням табличних значень розрахункових опорів R або розрахункових опорів, які обчислюють за формулою (10.1) при умові $b=0$. При цьому використовують вираз, який впливає з таких міркувань. Оскільки на рівні підшви фундаменту вертикальна складова рівнодіючої з урахуванням власної ваги фундаменту становить $N = F_v + Ad_f\gamma_{cf}$, а реактивне зусилля ґрунту на підшву фундаменту $P = AR$, то за умовами рівноваги зовнішніх та реактивних зусиль, прирівнюючи їх, маємо $F_v + Ad_f\gamma_{cf} = AR$, звідки площа підшви фундаменту

$$A = \frac{F_v}{R_0 - d_f\gamma_{cf}}, \quad (11.2)$$

де γ_{cf} — середня питома вага фундаменту та ґрунту на уступах, яку приймають 20 кН/м³; d_f — висота фундаменту від виступу до підшви, м.

Вираз (11.2) дає можливість визначення розмірів підшви

будь-якого за окресленням у плані фундаменту. Так, для стрічкового фундаменту, на один метр якого діє навантаження F_v , площа A одночасно є шириною підшови фундаменту.

Для квадратного окремого фундаменту з навантаженням на виступі ширина підшови встановлюється з виразу

$$b = \sqrt{\frac{F_v}{R - d\gamma_{cf}}}. \quad (11.2a)$$

Для прямокутного фундаменту із співвідношенням сторін $\eta = l/b$

$$b = \sqrt{\frac{F_v}{\eta (R - d\gamma_{cf})}}. \quad (11.2b)$$

Для круглого фундаменту діаметром D

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi (R - d\gamma_{cf})}}. \quad (11.2в)$$

2. Визначають попередню ширину підшови фундаменту b_{pr} .

3. Визначають розрахунковий опір ґрунту за формулою (10.1) з урахуванням встановленої в п. 2 попередньої ширини підшови.

4. Уточнюють попередні розміри підшови фундаменту з допомогою формули (11.2) з урахуванням розрахункового опору ґрунту з п. 3 R_{max} .

5. За графіком (рис. 11.5) або формулами (11.3, 11.3, а) визначають потрібну площу підшови або ширину підшови фундаменту

$$A = A_{pr} - 0,75 (A_{pr} - A_{max}); \quad (11.3)$$

$$b = b_{pr} - 0,75 (b_{pr} - b_{max}). \quad (11.3a)$$

6. Уточнюють розміри фундаменту в плані відповідно до вказівок ГОСТ 13580—85, ГОСТ 24022—80, ГОСТ 24476—80 або модульної системи.

7. Визначають власну вагу фундаменту з ґрунтом на уступі.

8. Уточнюють розрахунковий опір ґрунту з урахуванням прийнятих за п. 6 розмірів підшови.

9. Визначають середній тиск по підшві фундаменту за формулою (11.1) і порівнюють з розрахунковим опором ґрунту, знайденим у п. 8; коректують розміри, якщо це необхідно.

10. Визначають осідання фундаменту і порівнюють з граничними деформаціями за нормами, щоб переконатися, чи виконується умова розрахунку основи за II групою граничного стану.

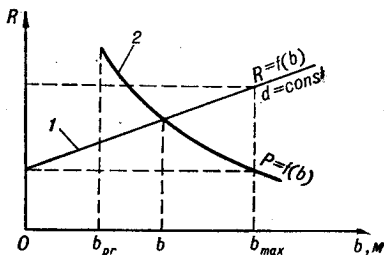


Рис. 11.5. Графік до визначення площі або ширини підшови:

1 — крива залежності розрахункового опору ґрунту R від ширини підшови фундаменту b ; 2 — крива залежності середнього тиску під підшовою фундаменту P від ширини підшови фундаменту b .

Якщо розрахункове осідання більше граничного, то розміри фундаменту необхідно збільшити і розрахунок повторити. Якщо осідання не перевищує 40 % граничного, то розрахунковий тиск збільшують на 20 % і перераховують розміри підшви в менший бік.

Позацентрове навантаження. Позацентрове навантаженням фундаментом вважається такий, у якого рівнодіюча зовнішнього навантаження має ексцентриситет відносно центра ваги площі підшви. Таке зміщення виникає в більшості випадків за рахунок дії на уступі фундаменту не тільки вертикального зусилля, а і згинального моменту чи поперечної сили.

Яскравим прикладом такого фундаменту є окремий фундамент одноповерхового каркасного промислового будинку. На рівні підшви тут діють: вертикальне навантаження від ваги надземних конструкцій, обладнання та власної ваги фундаменту, згинальний момент від дії надземних конструкцій, обладнання, вітрового та снігового навантаження; горизонтальне навантаження — від дії кранового обладнання, вітру тощо.

Як було вказано у розд. 7, під час проектування позацентрове навантаження фундаменту умовно приймається лінійний розподіл реактивного тиску ґрунту по його підшві. Залежно від ексцентриситету рівнодіючої відносно осі, яка проходить через центр ваги фундаменту, еюра реактивного тиску може бути у вигляді трапеції або трикутника. Остання може бути з повним дотиканням підшви фундаменту до ґрунту або з деяким відривом її від ґрунту.

Крайові тиски для прямокутної підшви фундаменту визначають за формулою

$$P_{\max}^{\min} = \frac{F_v + G}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) + q, \quad (11.4)$$

де G — власна вага фундаменту та ґрунту на уступі, кН; b, l — відповідно ширина та довжина підшви фундаменту, м; e — ексцентриситет рівнодіючої відносно центра ваги підшви, м.

$$e = \frac{\Sigma M}{N}, \quad (11.5)$$

тут ΣM — згинальний момент від рівнодіючої навантаження на рівні підшви фундаменту, кН·м; N — рівнодіюча вертикального навантаження на тому самому рівні, кН; q — навантаження на підлогу промислової будівлі, яке приймають за проектом, а якщо таких даних немає, то 20 кПа.

Згідно з діючими нормами необхідно, щоб найбільший крайовий тиск не перевищував розрахункового опору ґрунту, збільшеного на 20 %:

$$P_{\max} \leq 1,2 R. \quad (11.6)$$

Якщо основа фундаментів складається з досить слабого ґрунту з розрахунковим опором меншим за $R = 150$ кПа або проектується фундаменти будівель з мостовими кранами вантажо-

підйомністю 75 т і більше чи споруд баштового типу, то в цих випадках прагнуть призначити такі розміри фундаменту, щоб епюра реактивного тиску була трапецеїдною з відношенням крайових тисків $P_{\max}/P_{\min} \geq 0,25$. Це можливо при виконанні умов $e < l/6$, якщо згинальний момент діє в напрямі більшого розміру підшови фундаменту.

В інших випадках проектування фундаментів будівель з мостовими кранами можна прийняти трикутну епюру реактивного тиску, але без відриву підшови від основи, тобто в разі, коли $e = l/6$.

Нарешті, при проектуванні фундаментів будівель без кранового обладнання можна допустити навіть неповне дотикання підшови фундаменту, якщо $l/4l > e > l/6l$. Тоді наближено найбільший крайовий тиск визначають за формулою

$$P_{\max} = \frac{2N}{3b(l/2 - e)} + q. \quad (11.7)$$

Якщо ексцентриситет рівнодіючої не перевищує $1/30l$, розрахунок крайових тисків не потрібен і фундамент проектують як завантажений центрально.

Послідовність проектування позацентрово навантаженого фундаменту:

1. Визначають розміри підшови фундаменту як центрально навантаженого.

2. Визначають ексцентриситет рівнодіючої i , якщо, він перевищує $1/30l$, збільшують площу підшови фундаменту з урахуванням вимог стандарту або умов конструювання фундаментів.

3. Визначають власну вагу збільшеного фундаменту з ґрунтом на уступі.

4. Визначають новий ексцентриситет рівнодіючої.

5. Визначають крайові тиски і порівнюють з уточненим розрахунковим опором ґрунту за умовами норм.

6. Якщо умови не задовольняються або має місце великий запас, змінюють розміри підшови фундаменту і розрахунок повторюють.

Слід пам'ятати, що найменшу площу підшови позацентрово завантаженого фундаменту одержують тоді, коли проектувальник правильно скористався можливістю змінювати співвідношення $\eta = l/b$. Доцільно збільшувати розмір підшови фундаменту в бік точки прикладення рівнодіючої.

Якщо позацентрове навантаження зумовлене постійно діючими силами, то проектують несиметричний фундамент, у якому центр ваги підшови фундаменту розміщується поблизу осі, по якій діє вертикальна складова.

Дія значної горизонтальної сили. У розпірних конструкціях (арки, рами) від вітрового, сейсмічного навантаження або активного тиску від ґрунту на фундаменти діють не лише вертикальні, але й значні горизонтальні сили. Розрахунок таких фундаментів має істотні особливості, які полягають у перевірці мож-

ливості перекидання фундаменту, його зсуву по підшві. Крім того, за вимогами норм потрібні розрахунки несучої здатності основи, як це показано в розд. 9.

Перевірку можливості перекидання або зсуву фундаменту виконують згідно з нерівністю

$$\Sigma F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \Sigma F_{sr}}{\gamma_n}, \quad (11.8)$$

де ΣF_{sa} і ΣF_{sr} — відповідно сума всіх зсувних та затримуючих сил з урахуванням активного та пасивного тисків ґрунту на бічні грані фундаменту, кН; γ_c — коефіцієнт умов роботи відповідно до виду ґрунту, $\gamma_c = 0,8 \dots 1$; γ_n — коефіцієнт надійності за призначенням споруди, який приймають рівним 1,2; 1,15; 1,1 відповідно для будівель I, II та III класів.

Перевірка можливості перекидання фундаменту не потрібна, коли рівнодіюча сила проходить у межах ядра перерізу підшви фундаменту. В інших випадках перевіряють співвідношення утримуючого та перекидного моментів. Якщо воно близьке до одиниці або менше неї, то змінюють конфігурацію фундаменту або його вагу для збільшення утримуючого моменту.

Розрахунок на зсув складається з визначення зсувної сили, яка включає навантаження на фундамент, що діє паралельно площині зсуву F_h , та рівнодіючу активного тиску ґрунту E_a :

$$\Sigma F_{sa} = F_h + E_a, \quad (11.9)$$

а також утримуючої сили, яка включає сили тертя, зчеплення та рівнодіючу пасивного тиску ґрунту E_p :

$$\Sigma F_{sr} = (N - U) f + b l c_1 + E_p, \quad (11.10)$$

де N — навантаження на рівні підшви фундаменту перпендикулярне до площини зсуву, кН; U — виважуюча сила, якщо рівень ґрунтової води вищий за рівень підшви фундаменту, кН; f — коефіцієнт тертя, який приймають залежно від ґрунту основ та його вологості ($f = \text{tg } \varphi_1 = 0,2 \dots 0,7$); c_1 — розрахункове питоме зчеплення, яке визначають з урахуванням коефіцієнта надійності по ґрунту згідно з ГОСТ 20522—75, кПа.

Якщо умова (11.8) не задовольняється, збільшують розміри фундаменту, що, як видно з виразу (11.10), тісно пов'язано із зростанням утримуючої сили.

Стійкість фундаменту з частиною масиву ґрунту в основі іноді перевіряють з урахуванням круглоциліндричної поверхні ковзання, по якій відбувається зсув. Послідовність такої перевірки не відрізняється від тієї, якою користуються під час перевірки стійкості схилу. Спочатку задаються центром обертання і через ближчий до горизонтальної складової край підшви фундаменту окреслюють слід круглоциліндричної поверхні. Масив обертання ділять вертикальними площинами на відсіки і визначають центри їх ваги. Визначають вагу кожного відсіку, складають її з зовнішнім навантаженням, якщо воно є, і по вертикалі перено-

сять сумарну вагу на поверхню ковзання. Далі силу розкладають на дві: дотичну і нормальну до поверхні ковзання.

Момент утримуючої сили відносно центра буде включати момент від сил тертя та момент від зчеплення по поверхні ковзання. Момент зсувної сили складається з моменту від дії горизонтального навантаження та активного тиску, а також вертикального навантаження, прикладеного на рівні підшви фундаменту.

11.3. ПОНЯТТЯ ПРО ПРОЕКТУВАННЯ ГНУЧКИХ ФУНДАМЕНТІВ

Вище говорилося про те, що в практичних розрахунках стрічкових або окремих фундаментів без особливої похибки можна вважати розподіл реактивного тиску лінійним. Епюра тиску центрально завантаженого фундаменту приймається у вигляді прямокутника, а позацентрово навантаженого — у вигляді трапеції або трикутника.

Іноді на розподіл тиску під підшовою фундаменту впливає деформація основи, а також деформація надземної конструкції. У цьому разі припущення про лінійний розподіл уже не буде точним, бо вигин конструкції змінює характер розподілу. Такі фундаменти називаються *гнучкими*.

Залежно від довжини гнучких фундаментів у практиці будівництва можна виділити стрічкові фундаменти, під якими в кожному перерізі по довжині форма деформацій однакова. Це так звана плоска задача. Аналогічний фундамент під колони можна вважати балкою на гнучкій основі. Це вже просторова задача, де у поперечному напрямі фундамент приймається жорстким. Відповідають умовам просторової задачі також суцільні фундаментні плити на пружній основі. В них викривлення відбувається в обох напрямках.

Попереднє визначення розмірів та конструкції перерізів фундаменту на пружній основі розглянемо на прикладі стрічкового фундаменту під колони, виходячи зі схеми лінійного розподілу реактивного тиску. Згинальні моменти у перерізі визначаємо за формулою

$$M = M_l - \sum P_i l_i + \sum M_i, \quad (11.11)$$

де M_l — момент у перерізі від площі епюри реактивного тиску, що розташована лівіше перерізу; $\sum P_i l_i$ — сума моментів у перерізі від навантажень, які передають колони лівіше перерізу; $\sum M_i$ — сума зовнішніх моментів від колони, які розміщені лівіше від перерізу.

За позитивний напрям моментів приймають напрям за часовою стрілкою. Після визначення моментів конструюють переріз та визначають потрібну кількість арматури.

Для того щоб урахувати вплив вигину, використовують одну з двох розрахункових схем (рис. 11.6).

За першою, яка була запропонована М. І. Фусом та Вінклером у XIX ст., прийнято, що осідання будь-якої точки поверхні

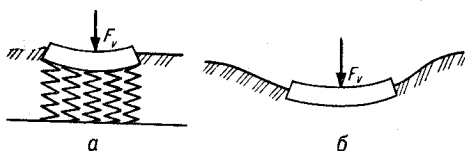


Рис. 11.6. Схеми для розрахунків фундаментів на пружній основі:

а — місцева деформація; б — деформація за гіпотезою пружного напівпростору

навантаженням, відсутні. Цю розрахункову схему ілюструє навантаження окремим фундаментом системи спіральних пружин. За межами фундаменту пружини не деформуються.

Використання такої схеми доцільне, коли гнучкі фундаменти опираються на слабкі, водонасичені, пухкі основи, а також коли товщина стисливого шару невелика (менша за 0,25 ширини плити).

Друга розрахункова схема виходить з того, що основи працюють за законами теорії пружності. Грунт вважають, як і в розв'язку задачі Бусінеска, однорідним пружним тілом, обмеженим зверху площиною (пружний напівпростір). Ця площина деформується не лише під контуром фундаменту, а й на сусідніх ділянках. Таке припущення було блискуче підтверджено великою кількістю досліджень, у тому числі і польових (Б. І. Далматов та ін., 1970). Головною характеристикою основ у гіпотезах другої розрахункової схеми є модуль деформації, який враховує як пружні, так і залишкові деформації.

Спостереження за роботою суцільних плит фундаментів та деформацій ґрунту показали, що ґрунт деформується в шарі обмеженої товщини, тому модель пружного напівпростору нерідко замінюють пружним шаром скінченної величини.

Таку схему доцільно використовувати, коли в основах гнучких фундаментів є скельний або щільний зв'язний ґрунт.

Для того щоб наблизити теорію розрахунку фундаментів на пружних основах за першою розрахунковою схемою до реальної роботи фундаменту, згодом було запропоновано враховувати мінливість коефіцієнта постелі K_s по довжині балки або плити. Це важливо, тому що друга розрахункова схема для фундаментів великої площі дає перебільшені осідання, вигини та згинальні моменти, бо ігнорує ущільнення основи з глибиною. Кінець кінцем таке перебільшення призводить до надмірної витрати матеріалів.

Вибір способу розрахунку гнучких фундаментів залежить від конфігурації фундаменту, а також його жорсткості. Так, витягнуті прямокутні балки або плити з однаковою жорсткістю та однаковим розподілом зовнішнього навантаження розраховують в умовах плоскої задачі. Кільцеві та круглі плити розраховують на основі осьосиметричної задачі. Це — фундаменти водонапірних башт, домен, деякі фундаменти-оболонки,

основи S пропорційне тискові P , який прикладено до цієї точки, тобто

$$P = K_s S, \quad (11.12)$$

де K_s — коефіцієнт постелі, мПа/м.

Згідно з гіпотезою, деформації точок, які розташовані на поверхні поряд з

Стрічкові фундаменти під колони перехресного типу розраховують за гіпотезою Вінклера—Фуса. При умові рівноваги та повному дотиканні підосви фундаменту до ґрунту складають систему лінійних рівнянь з кількома невідомими, розв'язання якої дає можливість побудувати епюру спочатку реактивного тиску, а потім згинальних моментів, поперечних сил, осідань.

Для полегшення розрахунків використовують таблиці, які складено для різних типів гнучких фундаментів, з урахуванням характеру навантажень (М. І. Горбунов-Посадов та ін., 1953).

Б. М. Жемочкін і О. П. Синицин розробили спосіб, згідно з яким між балкою та поверхнею основи умовно розміщують жорсткі стержні. Систему стержнів замінюють на невідомі сили. Складають систему канонічних рівнянь разом з рівняннями рівноваги. Розв'язання цієї системи рівнянь дає можливість визначити реактивні сили, які розподіляють на окремих ділянках по довжині балки. Після цього визначають у будь-якому перерізі згинальні моменти та поперечні сили, за якими розраховують балку.

Детально методи розрахунку гнучких фундаментів викладено в курсі будівельної механіки.

11.4. ЗАХИСТ ПІДЗЕМНИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВІД ВПЛИВУ ВОЛОГИ

Тимчасові підземні води (верховодка) та повільне піднімання рівня ґрунтової води можуть призвести до створення вогкості в підземних приміщеннях або навіть до їх затоплення. Волога під впливом капілярних сил може підніматися вгору по нещільностях мурування, що призводить до вогкості у нижніх поверхах будови. Все це погіршує санітарні умови приміщень, а іноді викликає необхідність вжиття термінових заходів для водозахисту. Особливо гостро проблема захисту будівель від затоплення виникає на ділянках, де під час проектування та будівництва рівень ґрунтової води був значно нижчий рівня підосви фундаменту, завдяки чому серйозний водозахист не передбачався, а в роки експлуатації він значно наблизився до поверхні через витікання рідини з інженерних мереж. Якщо ж підземні води мають агресивні властивості відносно будівельних матеріалів і особливо бетону, то інтенсивність руйнування фундаментів та інших частин будівель різко зростає.

Для захисту підземних конструкцій від шкідливого впливу ґрунтової води і талої та дощової води, що проникає у ґрунт, використовують дренавання та гідроізоляцію.

Відведення поверхневої води та осушування поліпшують умови будівництва і дальшу експлуатацію заглиблених приміщень. Ці заходи полегшують вибір конструкції гідроізоляції, якщо вона взагалі потрібна.

Найпростіше водовідведення полягає у створенні незначних уклонів поверхні за рахунок планування. Можливе відкопуван-

ня водовідвідних або нагірних канал. В умовах забудови, де відкрите водовідведення недоцільне, влаштовують закриті лотки та зливу каналізацію.

Для запобігання накопиченню води під час будівництва пазухи траншей та котлованів заповнюють добре ущільненим ґрунтом.

У тому разі, коли підземні будівельні конструкції за проектом не захищені від впливу гідравлічного напору, доцільно передбачати кільцевий або пластовий дренаж. Цей універсальний спосіб використовують на територіях, які згодом можуть стати підтопленими.

Від дренажів вода самопливом спрямовується до водоприймальних пристроїв (колодязів, канал) або в зливу каналізацію. Якщо споруду будують на водопроникній основі, де рівень ґрунтової води чи верховодки створитися не може, дренажі не влаштовують. Не потрібне дренавання і для таких підземних приміщень, де за проектом передбачено надійну гідроізоляцію.

Досить поширені в практиці кільцеві та пластові дренажі. Іноді їх влаштовують у комбінації.

Кільцевий дренаж — це трубопровід замкнутого або незамкнутого типу, який влаштовують, щоб зібрати воду, яка акумулюється перед зовнішніми поверхнями підземних конструкцій після фільтрації її зверху або знизу, і знизити її рівень. У верхній точці дренавання дренажні труби кладуть не вище уступу фундаменту. Уклон труб передбачають 0,5—1 %.

Глибина закладення кільцевого дренажу залежить також від уклонів місцевості, наявності пластового дренажу під конструкцією підлоги підземного приміщення. Діаметр дренажних труб з кераміки або пластмаси приймають не менше 100 мм. На зламах дренажу влаштовують контрольні колодязі.

На всьому протязі дренажні перфоровані труби обкладають з усіх боків фільтруючим матеріалом зі стабільними властивостями. Для цього використовують гравій, щебінь, шлак. Від замулення фільтруючий шар іноді захищають штучною водонепроникною матою. Товщина фільтруючого обсіпання з усіх боків повинна бути не менше 200 мм.

Якщо гідрогеологічні умови викликають небезпеку проривання ґрунтової води до підземного приміщення через підлогу знизу, то крім кільцевого дренажу влаштовують і пластовий (профілактичний). Це шар із гравію або щебеню, який розміщують під підлогою разом з системою похилих перфорованих труб або без них. Якщо для такого дренавання використовують труби, то відстань між ними приймають не більше як 3,5 м з уклоном $i \geq 0,5\%$ у напрямі збірної труби або з'єднувальних трубок. Діаметр труб 50—100 мм.

Поєднують пластовий дренаж з кільцевим з допомогою трубок, встановлених у самому фундаменті або між його елементами. Кількість та розміщення трубок не повинні суттєво зменшувати міцність фундаментної конструкції.

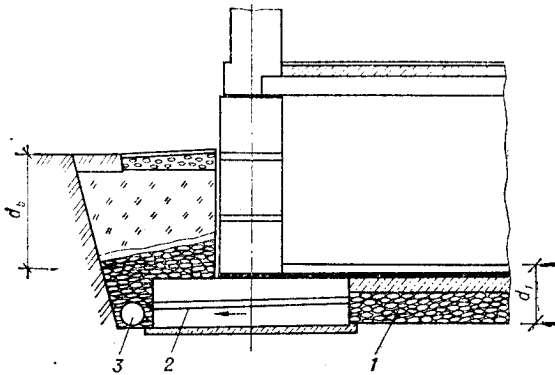


Рис. 11.7. Влаштування пластового та кільцевого дренажу:

1 — пластовий дренаж; 2 — трубки для з'єднання дренажів; 3 — кільцевий дренаж

До водозбірного колодязя труби дренажу підключають вище найбільш можливого рівня ґрунтової води, щоб уникнути зворотного руху води в дренажі.

На рис. 11.7 показано елементи кільцевого та пластового дренажу.

Найчастіше водозниження все ж не забезпечує потрібного режиму вологості в конструкціях будівель, тому його влаштовують спільно з гідроізоляцією.

Залежно від способу влаштування, гідроізоляцію поділяють на фарбувальну, штукатурну, обклеювальну, литу, просочувальну, засипну, монтовану. Її наносять на зовнішню поверхню підземної частини будівель та споруд для того, щоб напір ґрунтової води притискував водонепроникний шар до поверхні.

Вибір типу гідроізоляції залежить від режиму приміщень, тріщиностійкості конструкцій, гідрогеологічних умов тощо.

Фарбувальна гідроізоляція буває бітумною або бітумно-епоксидною. Це тонка оболонка, яку одержують після нанесення на поверхню гарячих мастик. Поверхню очищують від бруду, вирівнюють цементною штукатуркою з заокругленням кутів, висушують, а потім ґрунтують за 1—2 рази розрідженою мастикою. Після цього її фарбують ще двома — чотирма шарами мастики. Цей тип гідроізоляції захищає від проникнення капілярної вологи з ґрунту. Іноді фарбувальну гідроізоляцію застосовують для збірних залізобетонних паль або залізобетонних фундаментів, що розміщені поблизу агресивної ґрунтової води (рис. 11.8, а).

Штукатурну гідроізоляцію — цементно-піщану, асфальтову, цементно-бітумну — використовують на поверхні жорстких споруд, які не піддаються вібрації після їх осідання. Таку гідроізоляцію доцільно армувати металічними сітками та склотканиною. При гідростатичному напорі більш ніж 0,1 МПа штукатур-

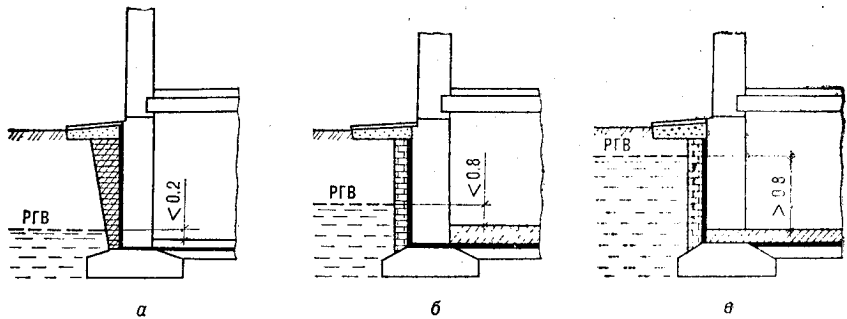


Рис. 11.8. Гідроізоляція підвалу при рівнях ґрунтової води вище підлоги підвалу:

a — менше 200 мм; *b* — 200—800 мм; *в* — більше 800 мм

ний шар наносять з боку напору, при меншому напорі — як із зовнішнього, так і з внутрішнього боків. Розчин наносять цемент-гарматою з допомогою стиснутого повітря. Загальна товщина ізоляції 25—30 мм. Шар ізоляції наносять за два-три рази (рис. 11.8, б):

Обклеювальна гідроізоляція призначена для захисту підземних приміщень від ґрунтової води. Для неї застосовують скло-руберойд, гідроізол, руберойд, поліетилен та інші рулонні матеріали, що мають біостійкі властивості. Таку ізоляцію влаштовують на 500 мм вище найбільшого рівня ґрунтової води. Перед наклеюванням стінки очищують, просушують, ґрунтують, а також покривають шаром мастики. Рулонний матеріал наклеюють у кілька шарів з розміщенням стиків у розбіж. Поліетиленові полотна з'єднують зварюванням (рис. 11.8, в).

Литу гідроізоляцію влаштовують заливанням гідроізоляційного матеріалу в проміжок між поверхнею та захисною стінкою. Таку ізоляцію застосовують тоді, коли в разі виникнення тріщин можливе витікання рідини з емкості або для підземних приміщень I категорії сухості. Для литої ізоляції використовують бітумно-дьогтьові мастики та асфальтобетон.

Просочувальну гідроізоляцію влаштовують з попередньо обробленим способом просочування штучних матеріалів — цегли, азбестоцементу, плитки — або монтують будівельні конструкції, які раніше були оброблені просочувальними речовинами. Найчастіше використовують цеглу, просочену бітумними мастиками.

Засипна гідроізоляція з гідрофобного сипкого матеріалу має досить обмежене застосування, оскільки для забезпечення якості ізоляції треба, щоб напрям теплового потоку був завжди протилежним напрямові потоку зволоження. Найдоцільніше цей тип використовувати для теплотрас, фундаментів малонавантажених будівель без підвалів.

Монтовану гідроізоляцію з листових полімерних або металевих матеріалів найчастіше роблять для захисту приміщень,

які знаходяться в жорстких умовах експлуатації (різноманітні емності, опускні колодязі, підземні приміщення I категорії сухості). Якщо ґрунтова вода не має агресивних властивостей, то ізоляцію влаштовують з металевих листів, які з'єднують зварюванням. Щоб уникнути негативного впливу агресивності води, застосовують поліетиленові профільовані листи, які тимчасово прикріплюють цементно-піщаним розчином, а потім остаточно — смугами з листового поліетилену на зварюванні. Металева оболонка одночасно виконує функцію опалублення. Внутрішню поверхню металу покривають антикорозійним лаком.

Особливу увагу слід приділити влаштуванню горизонтальної гідроізоляції, яка призначена для захисту від капілярної вологи (проти капілярне прокладання). Ізоляцію розміщують між рівнем вимощення та рівнем підлоги першого поверху по попередньо вирівняній цементним розчином поверхні. Після тузавіння розчину на поверхню кладуть два шари рулонного матеріалу, які склеюють мастикою, уважно стежачи, щоб створювався безперервний шар ізоляції. Стикування полотнищ виконують у розбіж. Іноді, коли висота цоколя велика, горизонтальну ізоляцію роблять у двох рівнях. Перший на 15—20 см вище рівня вимощення з цементного розчину, а другий на 10—15 см нижче конструкції підлоги з двох шарів рулонного матеріалу. Якщо частина внутрішньої поверхні стіни стикається з ґрунтом, то її обмазують мастикою.

У будівлях, споруджуваних у сейсмічній зоні, горизонтальну гідроізоляцію влаштовують з шару цементного розчину.

Наявність у ґрунтовій воді вільної вуглекислоти, органічної або сірчаної кислоти, сірчаноокислого магнію або водневих іонів є причиною руйнування матеріалу фундаменту. Стійкість його забезпечується особливими способами — застосуванням бетону підвищеної щільності та особливих цементів, захисних оболонок та гідроізоляції.

Досить надійним заходом є влаштування глиняного замка, який зберігає обклеювальну гідроізоляцію на вертикальних поверхнях підземних конструкцій. Для замка застосовують глини будь-якого числа пластичності. Спочатку глину розминають і зволожують до оптимальної вологості ($W \approx W_p$) або підсушують з додаванням сухої глини, потім її подають до місця роботи, укладають шарами завтовшки 15—20 см і ущільнюють ручними пневматичними чи електричними трамбівками. Така проста оболонка добре працює в умовах дії природної сульфатної та слабокислотної ґрунтової води. Для захисту бетону знизу щелевеної підготовку поливають бітумом.

11.5. ФУНДАМЕНТИ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ З ВИКОРИСТАННЯМ БУРІННЯ

Серед таких фундаментів найбільш поширені різноманітні типи буронабивних паль та буронабивні (буробетонні) фундаменти.

Буронабивні палі. У 1899 р. під час будівництва Миколаївського костюлу в Києві (сучасний органний зал) інженер А. Е. Страус застосував уперше в Європі нову конструкцію фундаментів, які склалися з бетонних стовпів, розміщених у вертикальних свердловинах. Виготвлення цих фундаментів полягало в бурінні свердловин в обсадній трубі, нижня частина якої мала фрезу, і дальшому заповненні свердловин жорстким бетоном з одночасним витяганням обсадної труби. Цей процес супроводжувався постійним трамбуванням бетону, за рахунок чого після звільнення від оболонки він щільно заповнював свердловину. В шарах слабого ґрунту діаметр палі збільшувався, і тому вона мала неправильну форму.

Такі вертикальні конструкції далі набули широкого розвитку у різних ґрунтових умовах. Так виникли набивні палі різних типів. Замість трамбування почали використовувати стиснуте повітря або тиск від нагнітання води.

У 1989 р. в Києві на розі вулиць Воровського та Менжинського було розпочато спорудження Будинку побуту. Запроєктовано дванадцятиповерховий корпус, опертий на масивні буронабивні палі діаметром 80 см і довжиною 25 м. Було влаштовано 123 палі з армуванням їх циліндричним арматурним каркасом. Спорудження пального фундаменту виконувало КБУ-580 науково-виробничого об'єднання «Укргідроспецбуд».

Сучасні буронабивні палі досить широко застосовуються в практиці фундаментобудування. Вони відрізняються від інших тим, що виготовляються на місці будівництва в незакріпленій свердловині без використання будь-яких обсадних труб або у свердловині під захистом постійної чи тимчасової оболонки.

Буронабивні палі влаштовують з використанням механізмів, широко застосовуваних у будівництві. Фундаменти на буронабивних палях потребують мінімального об'єму земляних робіт і дають змогу одержати значну економію матеріальних та трудових ресурсів.

У незакріпленій свердловині буронабивні палі можна влаштовувати передусім в маловологих пілувато-глинястих ґрунтах. Буріння здійснюють буровими установками без використання бурових розчинів.

У результаті буріння можливе влаштування свердловин діаметром 400—1200 мм на глибину до 30 м. Короткі свердловини пробурюють якомбурами. Якщо потрібне створення розширення в нижній частині свердловини або по її довжині, застосовують механічні розширювачі. З цієї ж метою іноді використовують вибухівку (камуфлетні палі).

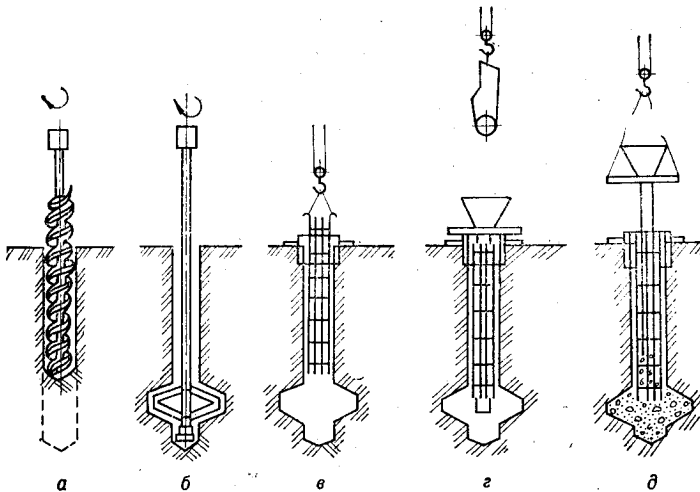


Рис. 11.9. Технологічна схема виготовлення буронабивних паль з розширеною п'ятою в стійких ґрунтах:

a — шнекове буріння; *b* — влаштування розширення механічним розширювачем; *в* — опускання арматурного каркаса; *г* — встановлення бетонолитної труби; *д* — бетонування свердловини та витягання бетонолитної труби

Після ретельного очищення забою від розпушеної породи у свердловину вміщують циліндричний арматурний каркас на всю довжину палі або на її частину. Далі з допомогою бетонолитної труби, довжина якої повинна бути на 20—50 см коротшою за довжину свердловини, безпосередньо з автобетонозмішувача або через приймальний бункер провадять бетонування. Використовують бетон класу В15 і вище з осіданням конуса 14—16 см. У міру бетонування трубу витягають із свердловини одночасно з ущільненням бетону вібраторами, які закріплюють на приймальній воронці бетонолитної труби. Бетонування бажано виконувати без перерви. Після закінчення бетонування ствола палі влаштовують верхню частину фундаменту залежно від конструкції стику несучих надземних конструкцій з ростверком (рис. 11.9).

При необхідності збільшення несучої здатності палі іноді після буріння свердловини у вибій опускають вибухівку, а запальний шнур виводять нагору. Далі свердловину заповнюють пластичним бетоном і заряд підривають. Гази стискують ґрунт у вибій, утворюється порожнина, куди під власною вагою спрямовується бетон. Цей бетон, після його тужавіння разом з ущільненим навколо порожнини ґрунтом створює ядро, яке разом зі стволом палі забезпечує велику несучу здатність.

Високого рівня механізації робіт досягають з допомогою обладнання, яке виготовляють фірми «Беното» (Франція) та «Като» (Японія). Таке обладнання дозволяє створити свердловину, використовуючи грейферний спосіб або роторне буріння.

Пересувне устаткування вдавлює обсадну трубу домкратами з одночасним її обертанням. Пухкі ґрунти із свердловини дістають дво- або тристулковими грейферами. Щільні міцні ґрунти розроблюють із застосуванням шарошечного долота з періодичним очищенням забою механічним або гідравлічним шляхом. Палі системи «Беното» можна робити діаметром 0,4—1,5 м і до 100 м завглибшки, а системи «Като» — діаметром 0,6—2 м і до 60 м завглибшки.

Під час будівництва корпусів пансіонату «Дружба» в Ялті та інших об'єктів використовували оригінальну технологію влаштування буроін'єкційних паль. Вона полягає в тому, що в основі будівель пробурюють спочатку короткі свердловини діаметром 150—250 мм для встановлення кондукторів, щоб запобігти витіканню суміші під час обпресовування. Після розміщення кондукторів, заповнення свердловини цементним розчином та дводобового вичікування пробурюють свердловини розрахунковим діаметром до проектної позначки з промиванням глиняним розчином (бентонітовою суспензією). Далі встановлюють арматурні каркаси і через ін'єкційну трубу свердловину заповнюють цементно-піщаним розчином (цемент : пісок : вода — 1 : 1,18 : 0,65). Нарешті ін'єктор виймають і в порожнину під тиском 0,3—0,4 МПа нагнітають розчин до устя свердловини.

З допомогою буроін'єкційних паль у Ялті був споруджений фундамент багатопверхового корпусу в умовах сейсмічної зони (8 балів) на щербистих суглинках та вивірених скельних породах. Усього влаштовано 552 палі діаметром 150—190 мм, довжиною 15 м, для чого було використано 120 т бентоніту, 813 т цементу та 394 т арматури.

Мокрим способом набивні палі влаштовують у нестійкому водонасиченому ґрунті. Буріння свердловин виконуються з допомогою бурової техніки з обертанням бурового снаряда або желонкою. Стінки свердловин закріплюють від руйнування глиняним розчином або надмірним тиском стовпа води. Стійкості стінок сприяє також поступове створення на них глинястої кірки. Після буріння та зачищення забою в свердловини опускають арматурні каркаси, а потім засобом ВПТ (вертикально пересувної труби) свердловини бетонують пластичним бетоном класу не менше як В 25 з осіданням конуса 16—20 см.

Склад глинястого розчину для заповнення свердловин залежить від типу ґрунту та характеристик глини, яку використовують для виготовлення розчину. Свердловину заповнюють розчином до рівня, який на 1 м вище поверхні ґрунтової води, якщо буріння ведуть в обсадних трубах, або до рівня устя, якщо буріння ведуть без обсадних труб.

Ущільнення бетону в свердловинах або обсадних трубах можна здійснювати стиснутим повітрям, якщо на кондуктор чи обсадну трубу надіти шлюз з верхнім та нижнім клапанами. Через верхній клапан подають порцію бетону, після чого кла-

пан закривається. Потім відкривається нижній клапан і бетон провалюється в трубу. Процес повторюють доти, доки свердловина не заповниться до потрібної позначки. Далі, підвищуючи тиск у трубі, бетон пресують.

В Україні у великому обсязі впроваджуються буронабивні палі з улаштуванням розширення. Такі палі були застосовані для будівництва об'єктів заводу «Арсенал» у Києві, Тернопільського комбайнового заводу, висотних житлових будинків у Львові, Запорізького трансформаторного заводу тощо.

Тип та розміри буронабивних паль вибирають залежно від ґрунтових умов, напрямів та величин навантажень, способів виконання робіт, а також економічної ефективності варіанта. Так, палі, які виготовлюються в незакріплених свердловинах, доцільно влаштовувати до 30 м завглибшки при необхідності прорізання слабких або просадочних ґрунтів під опори з великими навантаженнями, в тому числі і горизонтальними; при малих навантаженнях глибина таких паль до 6 м.

Палі з закріпленням стінок свердловини глинистим розчином або палі з закріпленням стінок обсадними трубами використовують при прорізання насипного, глинястого м'якопластичного або текучого ґрунту. Їх влаштовують завглибшки 15—30 м.

Палі з закріпленням стінок свердловини обсадними трубами, які витягаються, використовують для будівництва на зсувних схилах, для фундаментів під обладнання, якщо на фундамент діють великі горизонтальні, у тому числі й сейсмічні, навантаження.

Крім того, слід мати на увазі, що застосування набивних паль іноді є єдиним можливим засобом фундаментування, наприклад при виконанні робіт поблизу від діючих будівель, на які неприпустимий динамічний вплив, при необхідності посилення фундаментів існуючих будівель, в стиснених умовах будівельного майданчика, а також тоді, коли немає забивних паль та обладнання для їх занурення.

Палі іноді армують лише в верхній частині. Це доцільно тоді, коли виривання паль неможливе, ґрунтові умови добрі (показник текучості $I_L \leq 0,4$), а горизонтальне навантаження спричинює розтягуюче напруження в палі $\sigma_t < 0,4$ МПа. Якщо палі прорізають потужний шар слабого ґрунту, зазнають виривання або горизонтального навантаження, то їх армують на всю довжину.

Несучу здатність набивних паль-стояків або висячих паль розраховують за формулою так, як і для забивних паль, без того члена формули, що враховує підвищення несучої здатності палі від ущільнення ґрунту. Крім того, розрахунковий опір піску під нижнім кінцем палі встановлюють залежно від розрахункового кута внутрішнього тертя φ_i , а також діаметра та довжини палі. Розрахунковий опір пілувато-глинястого ґрун-

ту під нижнім кінцем палі встановлюють за тим же принципом, що і для забивних палей, з урахуванням того, що він значно менший у зв'язку з неможливістю ущільнення ґрунту в забої.

Коефіцієнт умов роботи палі по бічній поверхні приймають залежно від типу ґрунту та палі (табл. 11.1).

Таблиця 11.1. Значення коефіцієнта γ_{cf} для набивних палей

Тип палей та спосіб їх виготовлення	Значення γ_{cf}			
	Пісок	Супі-сок	Су-глинок	Глина
Виготовлені з забиванням обсадної труби з наконечником	0,8	0,8	0,8	0,8
Буро набивні з розширенням без води у свердловині	0,7	0,7	0,7	0,6
Буро набивні з розширенням під водою або під глинястим розчином	0,6	0,6	0,6	0,6
Виготовлені з допомогою глибинного вібрування	0,8	0,8	0,8	0,7
Палі-стояки	0,7	0,7	0,7	0,6
Буроін'єкційні з обпресовуванням тиском	0,9	0,8	0,8	0,8

Буро набивні фундаменти. У середині 70-х років були запропоновані та впроваджені буронабивні фундаменти (В. П. Вершинін та ін., 1978).

Технологія влаштування таких фундаментів полягає у бурінні шнековим буром випереджаючої свердловини. Далі на заданій глибині утворюють опорне розширення, а ґрунт скидають у нижню частину випереджаючої свердловини. Після цього зайвий ґрунт викидають із свердловини шнековим буром і її та порожнину розширення остаточно очищають. Нарешті готову порожнину заповнюють бетоном, який ущільнюють вібраторами, а у верхню частину порожнини встановлюють арматурний каркас та закладні металеві деталі (рис. 11.10).

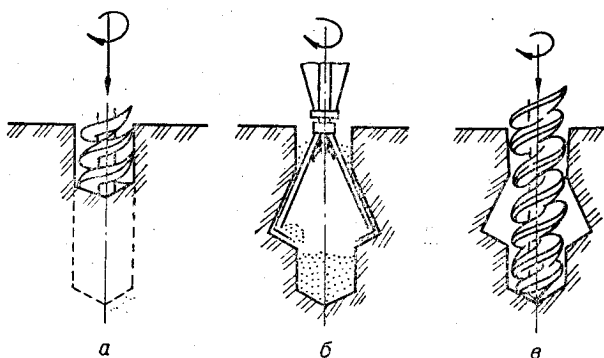


Рис. 11.10. Влаштування порожнини під буронабивний фундамент:

а — буріння випереджуючої свердловини; б — влаштування розширення; в — розчищення порожнини

Розширення утворюють важливими розширювачами з розсувними ножами, які під час обертання робочого снаряда рижуть ґрунт. Об'єм порожнини, який утворюється на кожному етапі розроблення розширення, залежить від об'єму випереджаючої свердловини. Накопичений у свердловині ґрунт виймають повторними проходками шнековим буром. Так, якщо діаметр розширення 1,8 м, розроблення порожнини виконують за три прийоми, а якщо діаметр 2 м, то за чотири. За семигодинну зміну двома машинами роблять 9—12 виробок з діаметром розширення 1,6—2 м.

Особливу увагу слід звертати на ретельне очищення основи під опорну поверхню розширення та п'яти свердловин. Якість очищення характеризується рівністю поверхні. Для запобігання шкідливому атмосферному впливу доцільно виготовляти таку кількість свердловин, яку можна забетонувати до закінчення зміни.

Досвід влаштування буронабивних фундаментів показав, що стійкість стінок конічної частини розширення забезпечується в пілувато-глинястих ґрунтах твердої, напівтвердої та тугопластичної консистенції. У інших пілувато-глинястих ґрунтах можливість застосування такого типу фундаментів визначається за результатами досліджень.

Буронабивні фундаменти не слід використовувати в сухих пісках, пілувато-глинястих ґрунтах текучої консистенції або при розташуванні трохи нижче дна свердловини слабких шарів ґрунту з властивостями, значно гіршими, ніж під розширенням.

Основним типом буронабивних фундаментів є окремі фундаменти під колони, стовпи та інші окремі опори. Таким чином, цей тип фундаментів доцільно використовувати для каркасного будівництва або з іншими несучими конструкціями і застосуванням фундаментних балок та рандбалок. Особливо ефективним є застосування буронабивних фундаментів для будівель каркасного типу без підвалів. У цьому випадку об'єм земляних робіт найменший і дорівнює об'єму фундаментів. Можливість зміни діаметра та глибини розширення дозволяє вирівнювати осідання буронабивних фундаментів, якщо навантаження на окремі фундаменти значно відрізняється.

Буробетонні фундаменти застосовують також при дії значного горизонтального та позacentрового вертикального навантаження, коли до роботи підключається бічна поверхня фундаменту і виникає перерозподіл тиску по підшві.

Розрахунок буробетонних фундаментів виконують у такій послідовності (Є. А. Сорочан, 1985):

1. За найбільшим вертикальним навантаженням, взятим з комбінацій навантажень, визначаються попередні розміри опорного розширення.

2. Визначаються вага фундаменту та середній тиск, що діє по поверхні опорного розширення.

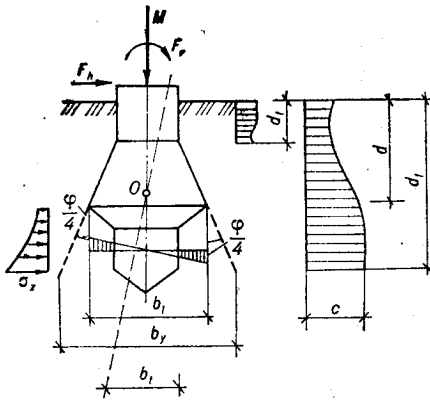


Рис. 11.11. Розрахункова схема буронабивного фундаменту

3. Методом пошарового підсумовування розраховується осідання буробетонного фундаменту з урахуванням діаметра умовного фундаменту (рис. 11.11).

4. Визначаються коефіцієнти постелі

$$c_0 = \sigma_{p20}/S; \quad c_\tau = 0,7 c_0.$$

5. Визначаються коефіцієнти, які залежать від геометричної форми фундаменту:

$$A_1, B, D = f(c_0; d; b; c_\tau)$$

(Основи, фундаменти та підземні споруди. Довідник проєктувальника.— М., 1985).

6. Визначається крайовий тиск за формулою

$$P_{\min}^{\max} = \frac{F_v + G}{A} \pm 2,68 c_0 \left(\frac{MB + F_h A_1}{BD - A_1^2} \right) \frac{b_e}{2}. \quad (11.13)$$

Позначення у формулі пояснює розрахункова схема фундаменту. Якщо найбільший крайовий тиск $P_{\max} \leq 1,2 R$, а значення P_{\min} додатне, то попередні розміри залишають без змін. Якщо умови розрахунку позацентрово навантаженого фундаменту не виконуються, розміри розширення збільшують.

7. Перевіряється міцність конструкції опорного розширення.

11.6. ОПУСКНІ КОЛОДЯЗИ 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 народного 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, які 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 підосви і, навпаки, дозволяє врахування сил тертя по бічній поверхні, завдяки чому несуча здатність фундаменту зростає. Нарешті, умови роботи таких фундаментів дають можливість передава-

ти на них дуже велике горизонтальне навантаження та значні згинальні моменти.

Серед глибоких фундаментів із співвідношенням глибини закладення та ширини підшви $d/b \geq 2-2,5$ найбільше поширення з давнього часу одержали опускні колодязі та кесони.

Опускні колодязі. Вони виконуються полегшеної конструкції у вигляді циліндричних, збірних залізобетонних, тонкостінних оболонки 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 тertia, яка ускладнює опускання колодязя.

Спочатку на підкладках встановлюють опалубку, арматуру, а потім бетонують нижню частину колодязя, яка називається ножом або консоллю. Залежно від призначення колодязя, а також від фізико-механічних властивостей ґрунту ножі можуть бути різної форми (рис. 11.12). Після тужавіння бетону підкладки вибивають у певній послідовності і починають розроблення ґрунту під загостреною частиною ножа. За рахунок власної ваги під ножом створюється висока концентрація напруг, ґрунт втрачає стійкість і ніж осідає. Стінки колодязів можуть мати різну конструкцію. Для неглибоких колодязів стінки частіше роблять постійної товщини. У глибоких колодязях товщину стінок зменшують за рахунок уступів. Уступи влаштовують на внутрішній поверхні стінок. Перший — трохи вище ножа, а інші — через 3—5 м завширшки 20—30 см. При розміщенні уступів урахують також яруси бетонування.

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 з допомогою бульдозерів, які пересуваються на дні. Можлива робота тільки бульдозерів, які зміщують ґрунт у визначене місце, звідки його виймають грейферами. При застосу-

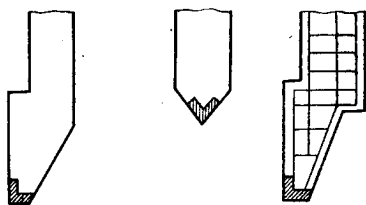


Рис. 11.12. Форма ножів опускних колодязів

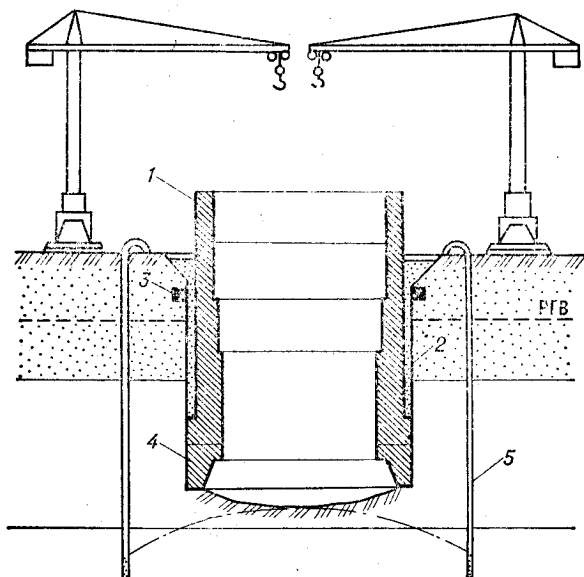


Рис. 11.13. Масивний опускальний колодезь з глибинним водозниженням:

1 — опускальний колодезь; 2 — тиксотропна сорочка; 3 — комір (форшакта); 4 — ніж (консоль); 5 — голкофільтр

ванні екскаваторів ґрунт навантажують у баддю і кранами подають нагору.

З неглибоких колодезів ґрунт можна витягати на поверхню з допомогою транспортерів.

Якщо має місце значне надходження води до колодезя або при наявності нестійких порід (пливунів), ґрунт виймають грейферами, гідроелеваторами або ерліфтами. Ґрунт завжди виймають рівномірно по всій площі колодезя від центра до периферійної частини. Дуже важливо, щоб від ножа до центра був нахил. Опускання колодезів у пливун ведуть після розроблення ґрунту засобами гідромеханізації.

Іноді для зниження рівня води в опускальному колодезі застосовують відкритий водовідлив. З цією ж метою можна влаштувати глибинне водозниження з допомогою голкофільтрів або глибинних насосів (рис. 11.13).

Іноколи застосовують заморожування ґрунту. Для утворення льодогрунтової огорожі по периметру колодезя бурять свердловини діаметром 15—20 см на відстані 1,5—2 м між ними. 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.

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'єкційним трубах закачують бентонітову суспензію. Такий прийом, запропонований М. В. Озеровим, одержав 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 в якійсь мірі відіграє роль напрямної.

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

Заглиблення збірних залізобетонних колодязів виконують з 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 з допомогою петльового стикування арматурою і подальшим бетонуванням. Такі колодязі глибиною до 20 м монтуються з одного ряду панелей. В міру занурення першої ланки колодязя, яка має в нижній частині ніж, після знімання вібратора або через передбачений отвір засобами гідромеханізації з середини виймається ґрунт. Ланки стикуються зварюванням або болтами. Загальна глибина закладення колодязя тісно пов'язана з розташуванням міцного шару ґрунту. Якщо це скельна порода, то в ній вибуряють приямок для замонолічування кінцевої частини колодязя. Якщо ж в основі колодязя немає скельного ґрунту, то доцільно передбачити розширення з дальшим заповненням його бетоном.

У табл. 11.2 наведено деякі параметри колодязів, збудованих у Кривому Розі.

Таблиця 11.2. Технічні показники опускних колодязів (Кривий Ріг)

Об'єкт	Діаметр, м	Глибина, м	Товщина стінок, м
Металургійний комбінат	15,4	14,5	0,3
Доменна піч	21	13,8	0,5
» »	36	17,5	0,6

У Харкові була споруджена перша в країні глибока система каналізації, де головну насосну станцію зводили з використанням монолітного залізобетонного опускного колодязя з зовнішнім діаметром 47 м і заввишки 39 м. Будівництво відбувалося в дуже складних гідрогеологічних умовах, що виклика

ло необхідність влаштування однорядної низькотемпературної льодогрунтової огорожі завглибшки 65 м та завтовшки 5—7 м.

Для утримання колодязя на проектній позначці по периметру його передбачався гальмовий «комір», який забезпечував зупинку колодязя 33 тис. т з точністю до 10 см.

Кесони. Ця назва виникла від французького слова *caisson*, тобто ящик. 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 з 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 з зовнішнім простором використовують спеціальне шлюзове обладнання, яке складається з шлюзового апарату та шахтних труб і виготовлене з листової сталі. У свою чергу, шлюзовий апарат має центральну камеру та дві прикамерки — пасажирську і 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 і 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 год, з яких лише одну годину можна займатися фізичною працею.

Послідовність кесонних робіт така (рис. 11.14).

На природній поверхні або штучній поверхні відсипаного острова виготовляють кесон 1. Сучасні кесони — залізобетонні з круглим або прямокутним перерізом. Стінки, як і в опускних колодязів, закінчуються ножовою частиною 2 з банкеткою — горизонтальною площадкою 25 см завширшки.

Після тужавлення бетону в кесоні обережно витягають підкладки, монтують шахтні труби та шлюзовий апарат 4 з трубами для нагнітання повітря 3. Систему ретельно перевіряють тиском, удвічі вищим за найбільший робочий тиск.

Далі механізованим інструментом, іноді з застосуванням вибухів, коли, наприклад, під ніж потрапляє валун, розроблюють породу з робочої камери 5. Нагору добутий ґрунт піднімають

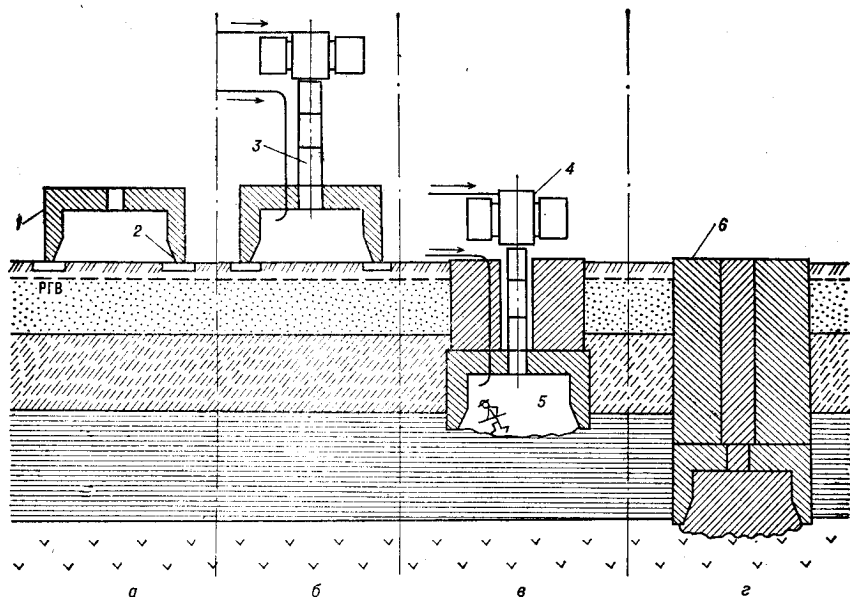


Рис. 11.14. Етапи занурення кесона:

а — виготовлення власне кесона; *б* — встановлення шахтної труби та шлюзового апарата; *в* — мурування надкесонної частини після часткового занурення; *г* — заповнення внутрішнього простору кесона

через вантажний прикамерок баддями. Часто розроблення ґрунту виконують гідромоніторами від середини до ножа.

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

Треба уважно стежити за рівномірністю занурення кесона і, якщо виникає крен, посилювати розроблення ґрунту з протилежного боку і, навпаки, уповільнювати розроблення з того боку, де виникло більше осідання. Якщо ножова частина кесона досягає слабого шару, то для затримки кесона від занадто швидкого занурення в середині робочої камери влаштовують шпальну клітку.

Незадовго перед Великою Вітчизняною війною 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 з 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 та іншими типами фундаментів.

Опускні колодязі та кесони розраховують з урахуванням особливостей роботи глибоко закладеного фундаменту.

Для занурення колодязя необхідно, щоб його власна вага G була більшою, ніж сили тертя T :

$$G \geq (1,15 \dots 1,25) T. \quad (11.14)$$

У тому разі, коли виникає зависання колодязя, тобто сили тертя у верхній його частині більші, ніж у нижній, стінки колодязя перевіряють розрахунком на розтяг

$$G_l/A_l \leq R_{bt}A_b + R_S A_S, \quad (11.15)$$

де G_l — вага нижньої частини колодязя, кН; A_l — площа його перерізу, м²; R_{bt} та R_S — розрахункові опори бетону та арматури розтягненню, кПа; A_b та A_S — площі бетону та арматури, м².

Осідання колодязя визначають за середнім тиском, який діє на рівні підшви, з урахуванням тертя на бічній поверхні:

$$P = \frac{N - \tau u (d - 2,5)}{A}, \quad (11.16)$$

де N — вертикальне навантаження на рівні підшви фундаменту, кН; A — площа підшви фундаменту, м²; τ — питомий опір тертя, $\tau = 20 \dots 30$ кН/м²; u — зовнішній периметр фундаменту (до глибини 5 м тертя зростає від нуля до максимуму).

Крайовий тиск під найбільш та найменш завантаженими краями фундаменту визначають за формулою

$$P_{\min}^{\max} = P \pm \frac{3 b \Sigma F_h}{k \beta}, \quad (11.17)$$

де P — середній тиск під підшовою за формулою (11.16), кПа; b — приведена ширина підшви фундаменту, м; ΣF_h — загальна горизонтальна сила, кН; k, β — коефіцієнти, які залежать від розмірів фундаменту, коефіцієнтів постелі у горизонтальному та вертикальному напрямках, а також плеча сили ΣF_h відносно рівня підшви.

11.7. ФУНДАМЕНТИ ТИПУ «СТІНА В ГРУНТІ»

Як було зазначено вище, будівництво заглиблених у ґрунт споруд у нестійких ґрунтах з високим рівнем ґрунтової води здійснюють найчастіше з допомогою опускних колодязів або ке-

сонів. Але такі фундаменти потребують значних витрат, а будівельні роботи можуть виконувати тільки спеціалізовані організації. Іноді застосування їх взагалі 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 шліцьові фундаменти або «стіна у ґрунті».

Суть методу полягає в тому, що вертикальні стіни заглибленого в ґрунт приміщення зводяться у вузьких, глибоких траншеях. Укіс траншей не спливає і не руйнується завдяки заповненню їх рідиною у вигляді глинястої 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 гірничо-збагачувальних 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 та 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 незамкнутий 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 приймаються 0,5—1,2 м завтовшки, а в збірному варіанті — 0,3—0,8 м.

У табл. 11.3 подані деякі параметри заглиблених споруд, які були зведені в Україні.

Розроблення траншей виконують під захистом суспензії з допомогою бурових агрегатів, бурофрезерних машин, ковшових машин грейферного типу або екскаваторів. Вони дозволяють влаштувати траншеї шириною 0,4—1,1 м, глибиною від 10 до 50 м, а іноді і до 300 м. Вибір раціонального механізму проводять у два етапи. Спочатку вибирають технічно можливі і

Таблиця 11.3. Параметри споруд, які будувалися в Україні з застосуванням фундаментів типу «стіна в ґрунті»

Споруда	Діаметр, м	Глибина, м	Товщина стінки, м
Насосна станція в Броварах	25	15,1	0,4
Насосна станція Південного ГЗК у Кривому Розі	48	9,8	0,4
Насосна станція Північного ГЗК у Кривому Розі	24×36	11,25	0,35
Насосна станція в Північнодонецьку	18×18	15	
Водоприймальний ківш у Києві	60×48	12	0,35
ПФД на Кременчуцькому нафтопереробному заводі (грунтова)	6800	12—16	2,5
Ставки Житомирського заводу (грунтова)	1120	9	0,7

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 в нескельних, а особливо в слабких ґрунтах слід віддавати перевагу грейферам, бурофрезерним машинам.

При виконанні робіт у скельних ґрунтах на будь-яку глибину слід використовувати обертове або ударне буріння.

Велика увага приділяється виготовленню глинястої 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 та 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 глиняста кірка, яка утворюється в результаті фільтрації води, що відокремлюється від суспензії. Для цього суспензія повинна 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 глинясті суспензії, а іноді і місцеві глини з високим числом пластичності.

Так, під час будівництва ПФД поблизу Києва використовували озерні глини, які мали вміст глинястих частинок 38 %, число пластичності $I_p = 18$ %. Суспензія з цієї глини мала щільність $\rho = 1,16 \dots 1,18 \text{ т/м}^3$, добове устоювання 38 %, водовіддавання 120 см^3 за 0,5 години, в'язкість 17 с.

Виготовлення суспензії та її зберігання організуються на так званому «глинястому господарстві», яке має глинозмішувачі, розчинозмішувачі, насоси і т. ін. Звідси суспензію та роз-

чин подають до траншеї. Роботи з використанням бурфрезерної машини починають з введення агрегату разом з напрямним шаблоном та пульповідною трубою до забою. У міру опускання буровий снаряд зрізує стружку ґрунту близько $\frac{1}{3}$ діаметра завтовшки. Далі з допомогою ерліфта зрізаний ґрунт разом з 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 в 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 встановлення кришок. Працює грейферна установка, як і в попередньому випадку, під захистом глинястої суспензії.

Французька фірма «*Ponosol*» запропонувала монтувати залізобетонні панелі в траншею, заповнену тверднучим 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 встановлення панелей твердіючий розчин повинен бути рухомих з такими ж властивостями, як і у суспензії. Згодом він тужавіє і втрачає рухомість, що затримує витікання його до суміжної ділянки. У той же час треба стежити, щоб швидкість тверднення не стала занадто великою, інакше буде важко очищати пази панелей. Проектна міцність розчину 0,5—1 МПа.

На рис. 11.15 видно елементи «стіни в ґрунті», які створені за методом «*Ponosol*».

Широкий розвиток в Україні одержав метод, за яким, згідно з технологією, у виготовлену та заповнену суспензією траншею опускають збірні стінові панелі. Їх закріплюють у потрібній позиції закладанням внутрішнього проміжку — тампонажним розчином. Монтаж ведуть на ділянці траншеї не меншою 4—5 м зі швидкістю, що відповідає швидкості земляних робіт. Висота панелей 12...14 м. Якщо потрібна більша глибина закладання, збірні елементи розміщують у два-три яруси. Перед монтажем на дно траншеї через бетонолітну трубу подають шар бетону, в який занурюють нижні краї панелей. На рис. 11.16 показа-

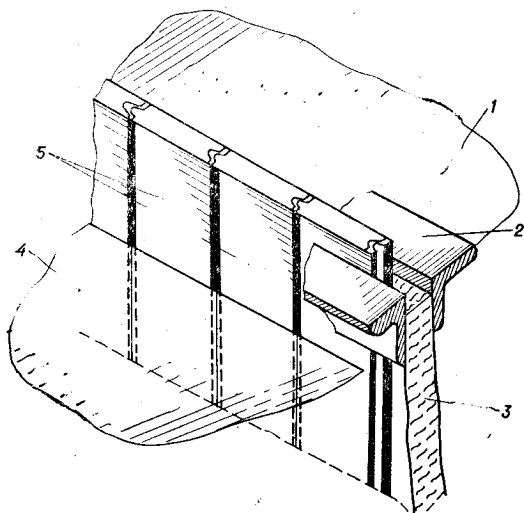


Рис. 11.15. Схема влаштування «стіни в ґрунті» в збірному варіанті:

1 — поверхня ґрунту; 2 — комір (форшахта); 3 — траншея з суспензією; 4 — поверхня ґрунту в котловані; 5 — залізобетонні збірні панелі

ний такий процес утворення «стінки у ґрунті».

Найчастіше передбачають таку послідовність робіт.

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

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

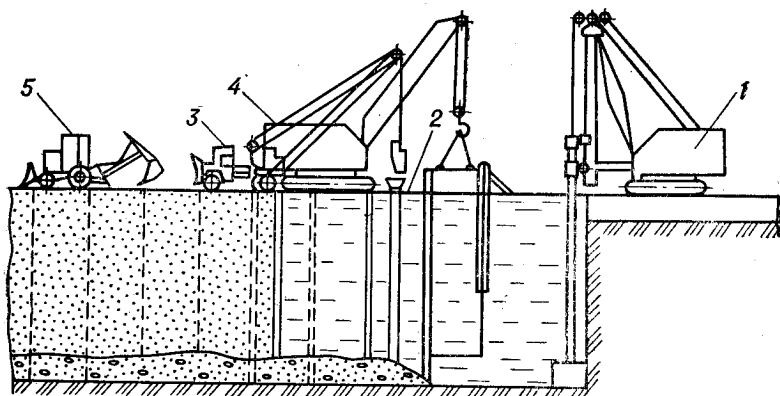


Рис. 11.16. Технологічна схема влаштування «стіни в ґрунті»:

1 — штанговий екскаватор; 2 — бетонолитна труба; 3 — автокран для укладання бетону; 4 — кран для монтажу панелей; 5 — механізм для зворотної засипки

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—1,06, а для місцевих 1,15—1,30 т/м³).

Потрібна маса глини на об'єм $V_0 = 1$ м³ розчину:

$$m_{cs} = \frac{\rho_c (\rho_{cs} - \rho_w) V_0}{\rho_c - \rho_{cs}}, \quad (11.18)$$

де ρ_c ; ρ_{cs} ; ρ_w — щільність відповідно глини, розчину, води.

Стійкість стінок траншеї розраховують за рекомендаціями М. С. Метелюка. Стійкість буде забезпечено, якщо задовольняється умова

$$E_s = 1,1 (E_a + E_w), \quad (11.19)$$

де E_s , E_a , E_w — рівнодіючі відповідно тиску глинястої суспензії, активного тиску ґрунту, гідростатичного тиску.

Якщо врахувати інтенсивність тиску по глибині траншеї від глинястої суспензії q_s , ґрунту q_a , води q_w , то необхідну питому вагу глинястої суспензії можна визначити за формулою

$$\gamma_{cs} = q_s/h. \quad (11.20)$$

Крім визначення питомої ваги суспензії, розрахунок конструкції типу «стіна в ґрунті» ведуть за першою та другою групами граничних станів.

Найчастіше використовують три розрахункових схеми: круглі споруди без розпірок та опорних поясів; круглі або прямокутні споруди замкнутого типу, стійкість яких забезпечена через застосування поясів, опорних рам; споруди типу підпірної стінки, стійкість яких забезпечена за рахунок защемлення в ґрунті. Найбільші напруження в стінках виникають після розроблення ґрунту всередині споруди.

Якщо днище споруди розташоване нижче рівня ґрунтової води, розрахунок ведуть і на спливання конструкції.

11.8. ПІЩАНІ І ГРУНТОВІ ПОДУШКИ

Штучні основи влаштовують для заміни слабкого стисливого ґрунту під подошвою фундаментів. Для цього в розроблений котлован чи траншею укладаються з ущільненням шари місцевого піщаного або пилувато-глинястого ґрунту. Це дає можливість знизити глибину закладення фундаментів, збільшити міцність основи, зменшити осідання.

Метод одержав назву влаштування піщаних або ґрунтових подушок.

Піщані подушки використовують для заміни насипних, слабких піщаних або пилувато-глинястих ґрунтів вище рівня ґрунтової води і нижче розрахункової глибини промерзання ґрунту. Матеріалом для таких подушок є крупні піски або піски середньої крупності.

Після розроблення котлована на глибину, яка складається з глибини закладення фундаменту та висоти самої подушки, на дно відсипають шарами 20—40 см пісок, його зволожують, ущільнюють вібраторами або механічними трамбівками. Слід використовувати чисті піски без органічних домішок та мерзлих включень.

Котлован для влаштування подушок розроблюють ширшим, ніж ширина фундаменту, який може бути стрічковим, окремим, перехресним або з 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

$$\sigma_{zg,n} + \sigma_{zp,n} = \sigma_{zg,n} + \alpha (P - \sigma_{zg,o}) \leq R_{wb}, \quad (11.21)$$

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

Для визначення висоти подушки можна використати графічні прийоми. На рис. 11.17 показаний один з таких прийомів. Висоту подушки визначають за точкою перетину епюри сумарного тиску $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ з епюрою розрахункового опору слабого ґрунту.

Висоту подушки можна також визначити за графіком. Його використовують для попередніх розрахунків подушки під окремими квадратні або прямокутні фундаменти, а також стрічкові фундаменти.

Послідовність визначення висоти піщаної подушки з допомогою графіка така:

1. За проектним значенням щільності піщаної подушки і тиском піщаного ґрунту за табл. 1 дод. 1 до СНиП 2.02.01-83 вставляють кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення.
2. За табл. 2 додатка 3 до СНиП 2.02.01-83 визначають розрахунковий опір матеріалу подушки R_b .
3. За формулою (10.1), використовуючи фізико-механічні

показники слабого ґрунту, визначають розрахунковий опір слабого ґрунту R_{wb} .

4. Встановлюють розміри фундаменту, який спирається на матеріал подушки.

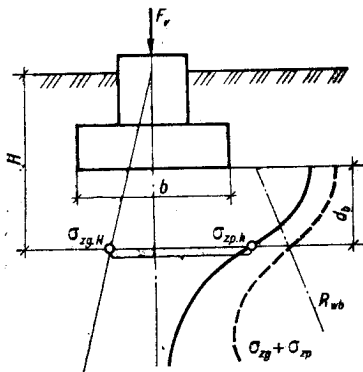


Рис. 11.17. Схема для розрахунку піщаної подушки (суцільною тонкою лінією показана епюра тиску від власної ваги ґрунту, суцільною жирною — епюра додаткового тиску, штрихового — сумарна епюра тиску, штрих-пунктирною — епюра розрахункового опору слабкої основи)

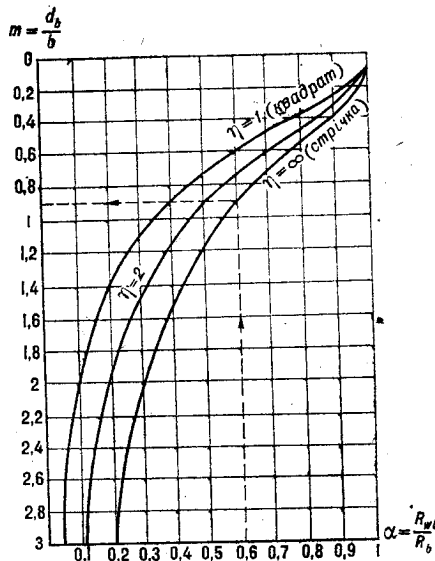


Рис. 11.18. Графік для визначення габаритів піщаної подушки під стрічкові та окремі фундаменти:

$m = d_b/b$ — коефіцієнт, який визначають за відношенням висоти подушки d_b до ширини підшви фундаменту b ; $\alpha = R_{wb}/R_b$ — коефіцієнт, який визначають за відношенням розрахункового опору слабого ґрунту R_{wb} до розрахункового опору матеріалу подушки R_b

5. Визначають із співвідношення розрахункових опорів

$$\alpha = R_{wb}/R_b.$$

6. За графіком (рис. 11.18) по α встановлюють співвідношення висоти подушки та ширини підшви фундаменту $m = d_b/b$, а також саму висоту подушки $d_b = mb$.

Подушки, які утворюються з пилувато-глинястого ґрунту, називаються ґрунтовими. Найчастіше їх застосовують у лесових ґрунтах I типу за просадочністю або тоді, коли потрібно створити водонепроникний екран. Доцільно використовувати цей метод, якщо ступінь вологості ґрунту не перевищує $S_r \leq 0,7$ на глибину частини або всієї деформованої зони. Розроблюють котлован на глибину, яка складається з глибини закладення фундаменту та висоти самої подушки. Далі ґрунт, раніше вийнятий з котлована, укладають шарами завтовшки 0,2—0,3 м на дно, оброблюється котками або трамбівками до щільності сухого ґрунту $\rho_{d,s} = 1,6...1,7 \text{ т/м}^3$. При цьому вологість ґрунту повинна бути близькою до вологості на межі розкочування: $W_o \approx W_p$.

Товщина подушки призначається залежно від умови повної ліквідації можливості просідання в її межах, а також з ураху-

ванням того, що загальна деформація основи (просідання та осідання) не може перевищувати граничні деформації за нормами. Товщину подушки h_s можна визначити за формулою

$$h_s = (P - P_{sl}) b / P_{sl}, \quad (11.22)$$

де P та P_{sl} — відповідно середній тиск на рівні підшви подушки та початковий тиск просадочності, кПа.

Розміри подушок приймають залежно від розмірів фундаментів, їх окреслень у плані, тиску, який діє на ґрунт. Якщо ґрунтову подушку використовують для ліквідації властивостей просідання, габарити подушки можна визначити за формулами

$$b_s = b(1 + 2K_h), \quad (11.23)$$

$$l_s = l + 2bK_h, \quad (11.24)$$

де b та l — ширина та довжина фундаменту, м; K_h — коефіцієнт розподілення горизонтальної деформації, $K_h = 0,3 \dots 0,4$ залежно від величини тиску; b_s та l_s — ширина та довжина подушки в її нижній частині.

Ширина ґрунтової подушки на рівні підшви фундаменту згідно з правилами проектування повинна бути більшою за ширину підшви фундаменту не менш ніж на 0,6 м.

Досить поширений графічний прийом визначення розмірів ґрунтової подушки для ліквідації шкідливого впливу просідання. Для цього на геологічний розріз у масштабі наносять обриси фундаменту і, починаючи від його підшви, будують графік зростання деформацій осідання та просідання $S + S_{sl}$. Залежно від геологічної будови нижня межа цього графіка може розміщуватись на рівні межі стисливої товщі або на рівні підшви просідочного ґрунту.

Потім від найбільшої ординати деформації віднімають у масштабі величину граничної деформації згідно з нормами і залежно від типу будови. Якщо тепер з цієї точки поставити перпендикуляр, то точка перетину його з епюрою деформацій по вертикалі буде знаходитися від підшви фундаменту на відстані, яка дорівнює товщині подушки h_s .

Масове застосування ґрунтові подушки одержали у 60-х роках у Нікополі, Запоріжжі на об'єктах промислового та громадського призначення. Метод зарекомендував себе як дешевий, високомеханізований відносно простими агрегатами, з досить надійною системою контролю якості ущільнення.

У Таджикистані ВНДІГІМ запроваджено метод влаштування подушок з лесу, який перероблено гідровібруванням. З допомогою потужних гідровібраторів (маса 2,5 т, частота 1450 коливань за хвилину) та насосних станцій лесовий ґрунт розмивають силою водного струменя, який під тиском 0,6—0,7 МПа спрямовують під вібратор, а потім ущільнюють вібруванням. Опускають та піднімають вібратор кранами. Відстань між точками ущільнення 1,2—1,4 м.

Контрольні запитання та завдання для самостійної роботи

1. Класифікація фундаментів, які влаштовують у відкритих виїмках.
2. Особливості влаштування стрічкових фундаментів.
3. Особливості влаштування окремих фундаментів з монолітного та збірного залізобетону.
4. Визначення розмірів підшови фундаментів при центральному навантаженні.
5. Визначення розмірів підшови фундаментів при позацентровому навантаженні.
6. Особливості розрахунку фундаментів на дію горизонтального навантаження.
7. Особливості розрахункових схем роботи гнучких фундаментів.
8. Влаштування кільцевого та пластового дренажу.
9. Необхідність та особливості влаштування горизонтальної гідроізоляції.
10. Захист підземних приміщень від ґрунтової води.
11. Процес виготовлення буронабивних паль у маловологому пілувато-глинястому ґрунті.
12. Процес виготовлення буронабивних паль нижче рівня ґрунтової води.
13. Суть буронабивних фундаментів.
14. Конструкція масивного та тонкостінного опускного колодезя.
15. Особливості занурення опускних колодезів.
16. Конструкція кесонів та особливості їх занурення.
17. Фундамент типу «стіна у ґрунті».
18. Особливості влаштування та розрахунку піщаних подушок.
19. Особливості влаштування та розрахунку ґрунтових подушок.
20. Особливості розрахунку опускних колодезів та кесонів.

12. ФУНДАМЕНТИ І ШТУЧНІ ОСНОВИ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ БЕЗ ВИЙМАННЯ ГРУНТУ

12.1. РІЗНОВИДИ ЗІРНИХ ФУНДАМЕНТІВ І МЕХАНІЗМИ, ЯКІ ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ ДЛЯ ЇХ ЗАНУРЕННЯ В ГРУНТ

Традиційний спосіб влаштування основ і фундаментів полягає у проходці котлована, спорудженні фундаментів і зворотному їх засипанні. Проте паралельно з цим способом з давніх-давен фундаменти влаштовують зануренням у ґрунт забивних паль. Об'єм земляних робіт при цьому значно скорочується або навіть повністю виключається. З розвитком будівельної техніки значно розширюється застосування фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту. Це передусім забивні палі й блоки різної форми поперечного перерізу й поздовжнього профілю. Їх типові представники: залізобетонні забивні призматичні, пірамідалні палі і блоки. Набивні палі і фундаменти виготовлюють на місці в пробитих або виштампуваних свердловинах (ложах), витрамбовуваних котлованах. Штучні основи споруджують шляхом поверхневого трамбування ґрунтів важкими трамбівками, глибинного віброущільнення, влаштування піщаних і ґрунтових паль, вибухом.

Забивні палі з постійним перерізом стовбура. Найбільш поширені забивні призматичні суцільні залізобетонні палі квадратного перерізу в плані (рис. 12.1, а). Такі палі рекомендуються застосовувати при будь-яких стисливіх ґрунтах, які під-

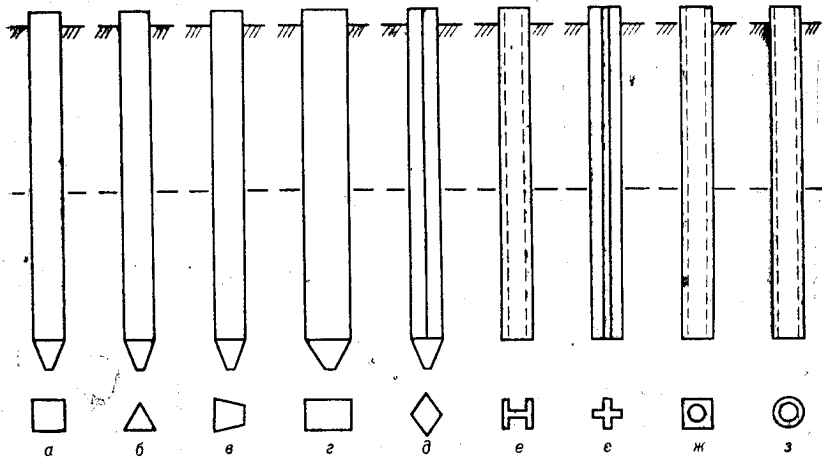


Рис. 12.1. Забивні палі з постійним перерізом стовбура:

a — квадратна; *б* — трикутна; *в* — трапецієподібна; *г* — прямокутна; *д* — ромбоподібна; *е* — двотаврова; *е* — хрестоподібна; *ж* — з круглою порожниною; *з* — трубчаста

лягають прорізання, за винятком насипів з включенням залишків кам'яних, бетонних і залізобетонних конструкцій або ґрунтів природного складу з твердими включеннями, які часто зустрічаються. Ці палі можуть сприймати вертикальні вдавлюючі і висмикуючі навантаження, горизонтальну силу і згинальний момент. Армують такі палі поздовжньою та поперечною арматурою. Поздовжня арматура може бути попередньо напруженою.

На рис. 12.1, *б*, *в*, *г*, *д*, *е*, *е* наведені нетипові вирішення залізобетонних суцільних паль, спрямовані на збільшення площі поперечного перерізу і поверхні стовбура при більш економічному витрачанні матеріалів на їх виготовлення в порівнянні з паллями квадратного перерізу. Поздовжня арматура таких паль може бути напруженою або ненапруженою, з поперечним або без поперечного армування стовбура. Застосування забивних призматичних паль квадратного перерізу з круглою порожниною з попередньо напруженою поздовжньою і без поперечної арматури (рис. 12.1, *ж*) дозволяє зменшити витрати бетону до 20 % порівняно з суцільними призматичними палями. Забивні залізобетонні круглі палі діаметром від 400 до 800 мм і палі-оболонки (трубчасті) діаметром до 1600 мм, довжиною від 4 до 12 м (рис. 12.1, *з*) використовують для прорізання слабких ґрунтів з опиранням на ґрунти, спроможні сприймати вдавлюючі горизонтальні й моментні навантаження. Занурюються вони з закритим або відкритим нижнім кінцем. Застосування таких паль дозволяє скоротити витрати бетону в два рази в порівнянні з суцільними палями.

Забивні палі з перемінним перерізом стовбура. Пірамідальні палі квадратного поперечного перерізу (рис. 12.2, *а*) з сторо-

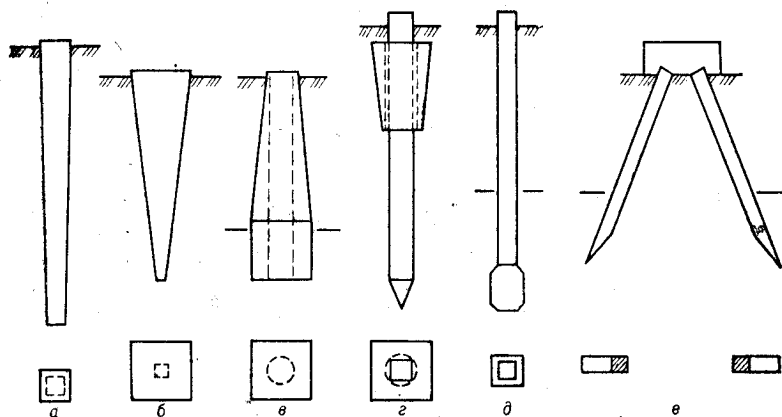


Рис. 12.2. Забивні палі зі змінним перерізом стовбура:

a — пірамідальна з малим кутом конічності; *b* — коротка пірамідальна; *в* — забивний блок; *г* — палі з наголовником; *д* — булавоподібна; *е* — козлова

ною 200 мм біля вістря і 400, 480, 460 мм — зверху, з кутом між вертикаллю і гранню палі $\alpha = 1...4^\circ$, завдовжки 3—8 м армують ненапруженою або попередньо напруженою арматурою. Аналогічними їм, по суті, є опори контактної мережі, які використовують як палі. Їх виготовляють з допомогою центрифуги. Застосування таких палей ефективне при наявності глинястих ґрунтів із ступенем вологості $S_z \leq 0,75$, а також піщаних ґрунтів будь-якого ступеня водонасиченості пухких і середньої щільності. При занурюванні пірамідальних палей ґрунти інтенсивно ущільнюються. Ущільнена зона ґрунту сприяє підвищенню несучої здатності палей.

Відрізняють такі типи палей з змінним перерізом:

1. Короткі пірамідальні забивні залізобетонні палі квадратного поперечного перерізу з кутом між вертикаллю і гранню палі $\alpha = 4...12^\circ$ (рис. 12.2, б). У зв'язку з більшою конічністю стовбура цих палей вони формують при занурюванні більш розвинуту зону ущільненого ґрунту.

2. Забивні залізобетонні фундаментні блоки. Їх виготовляють як суцільні, так і з циліндричною порожниною. Занурюють у ґрунт як розширеним кінцем, так і звуженим (рис. 12.2, в).

3. Забивні залізобетонні палі із забивними оголовками (шайбами) різної конструкції. Найчастіше застосовують забивні порожнисті блоки (рис. 12.2, г). Наявність оголовка підвищує опірність палей горизонтальним і моментним навантаженням.

4. Забивні залізобетонні призматичні палі з розширенням у нижній частині стовбура (рис. 12.2, д). Застосовуються при прорізаннях товщ слабких ґрунтів (мулів, торфів, текучих глинястих), які чинять незначний опір тертю по бічній поверхні палей, з опиранням на відносно щільні ґрунти. У них знижений

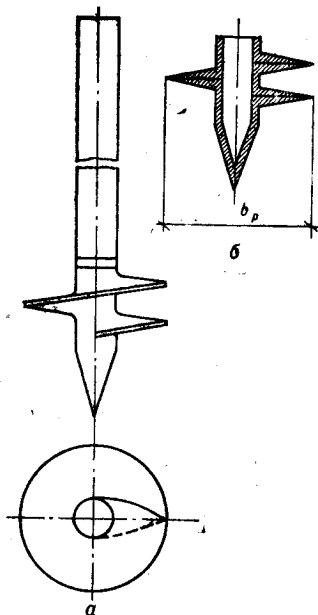


Рис. 12.3. Гвинтова палля:
а — загальний вигляд; б — башмак

Глибина води в місцях переходу досягала 13 м. Під кожному опору було угвинчено 10 таких палей з допомогою кобестана МЗС-75 з крутним моментом 750 кН·м. При статичних випробуваннях навантаження на одну палю було доведено до 10,86 Мн, осідання становило 33 мм. Удосконалювали гвинтові палі шляхом заміни металевого стовбура залізобетонним суцільним або пустотілим. Це дозволило скоротити витрати металу при спорудженні фундаментів на таких палях.

Занурювання збірних фундаментів і палей може здійснюватись різними способами, відпрацьованими багаторічною будівельною практикою: забиванням, віброзаглиблюванням, угвинчуванням, вдавленням. Кожен із згаданих способів здійснюється з допомогою відповідних механізмів і снарядів.

Основні механізми і снаряди для занурювання палей і фундаментів: копри і підйомні крани для підняття та установки занурювачів і палей; молоти різних конструкцій; наголовники; віброзанурювачі; кобестани; устаткування для буріння лідируючих свердловин; устаткування для підмивання палей водяним струменем.

Копри вибирають залежно від маси і довжини занурюваних палей, умов будівельного майданчика (сухий майданчик або наявність глибокої води). Кількість необхідних копрів встановлюють відповідно до намічених строків проведення робіт і продуктивності одного копра. На рис. 12.4 показана схема

опір горизонтальним і моментним навантаженням.

5. Забивні залізобетонні козлові палі. Їх влаштовують як призматичні палі з одностороннім загостренням і занурюють попарно (рис. 12.2, е). При занурюванні таких палей за рахунок виникнення реактивного опору ґрунту по похилій поверхні палі виникає момент, який розвертає палю в ґрунті відносно шарнірно закріпленої голови в спеціальному наголовнику. Козлові палі сприймають значні горизонтальні навантаження.

Гвинтові палі. Ці палі являють собою металеву або залізобетонну трубу, яка має в нижній частині гвинтову лопать, діаметр якої може досягати 3 м (рис. 12.3). Таку палю занурюють угвинчуванням і вона передає навантаження на ґрунт безпосередньо лопаттю. У 1953 р. для опор суміщеного моста через Цареградське гирло Дніпровського лиману були угвинчені металеві палі діаметром лопаті 2,2 м.

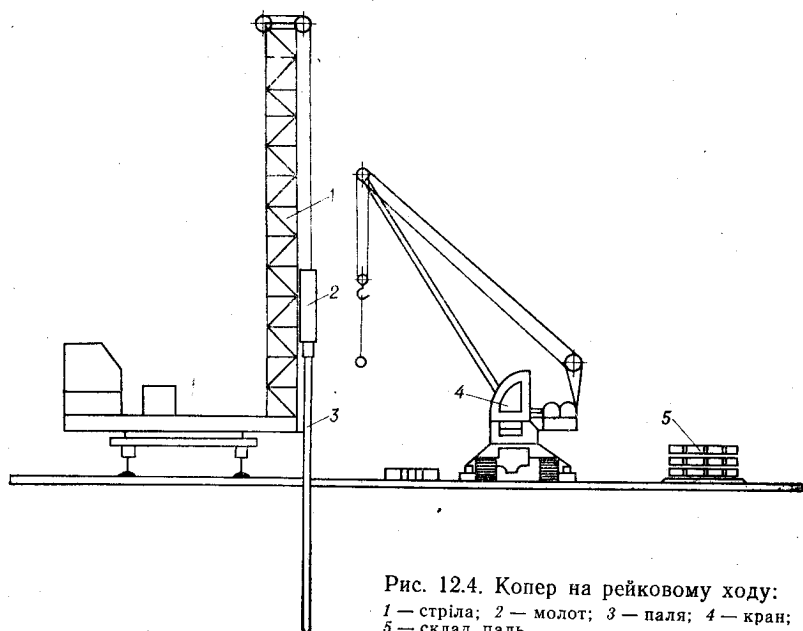


Рис. 12.4. Копер на рейковому ході:
 1 — стріла; 2 — молот; 3 — палля; 4 — кран;
 5 — склад палль

рейкового копра. Нерідко нависне копрове устаткування встановлюється на важких автомобілях, тракторах, екскаваторах — це так звані самохідні копрові установки.

Молоти застосовують різних конструкцій: механічні, пароповітряні одиночної і подвійної дії; дизель-молоти трубчасті і штангові. Механічний молот складається з чавунного виливка масою 2—4,5 т (рис. 12.5). Перевагою механічних молотів є простота конструкції, що дає мінімальні витрати на обслуговування, але продуктивність таких молотів невисока. У сільському будівництві в Україні широке розповсюдження одержала копрові установка на базі трактора С-100 з механічним молотом масою 3 т для занурювання забивних блоків і коротких пірамідальних палль (рис. 12.6).

Дизель-молоти складаються з нерухомого поршня й падаючого циліндра (ударної частини). Залежно від конструкції прямої розрізняють штангові і трубчасті (рис. 12.7) дизель-молоти. Перед запуском ударну частину молота лебідкою копра піднімають угору, потім її відчеплюють і вона вільно падає вниз. У момент зіткнення циліндра з поршнем подається дизельне паливо, яке в результаті стискання повітря запалюється і згоряє. В цей момент молот досягає нижнього положення і, вдарившись об плиту, забиває палю. Горючі гази, які утворюються при запаленні, підкидають ударну частину молота вгору, поршень звільняється і гази видаляються. Цей процес повторюється при кожному ударі.

При слабкому ґрунті і на початку забивання палля входить

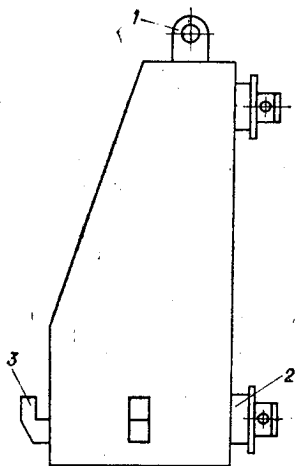


Рис. 12.5. Механічний молот:

1 — вушко; 2 — захват; 3 — вантажний гак

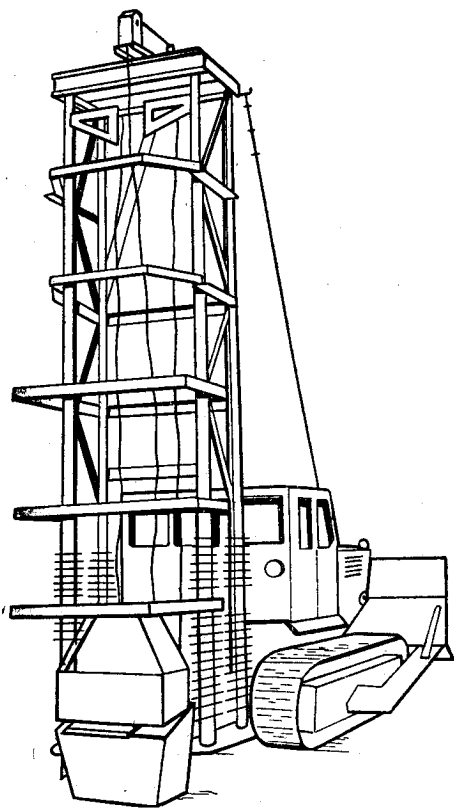


Рис. 12.6. Загальний вигляд механічного молота для занурювання пірамідальних палей на базі трактора Т-100

у ґрунт легко, внаслідок чого не досягається достатньої компресії і молот не заводиться. У таких випадках необхідно повторити підняття ударної частини лебідкою зі скиданням доти, поки палея не зайде в ґрунт достатньо щільно і молот не почне працювати. Перевага дизель-молотів у порівнянні з іншими системами полягає в його компактності, швидкості монтажу, малій витраті пального. Вони не мають потреби у громіздких силових агрегатах, як парові і пневматичні молоти. У будівництві широко застосовують дизель-молоти з ударною частиною масою 1,2—3,5 т.

Наголовник служить для фіксації палі відносно копривої щогли. З його допомогою енергія занурювання передається фундаменту. На рис. 12.8 показано зварний наголовник, що складається з двох гнізд. У верхньому гнізді розташовано сталеве ковадло на амортизаторах з канатів, а в нижньому, призначеному для голови палі, встановлюють амортизатор із сухої деревини твердих порід (берези, модрини), який захищає палю від руйнування. При виборі типу і ваги молота слід віддавати перевагу більш важким молотам при невеликій висоті падіння.

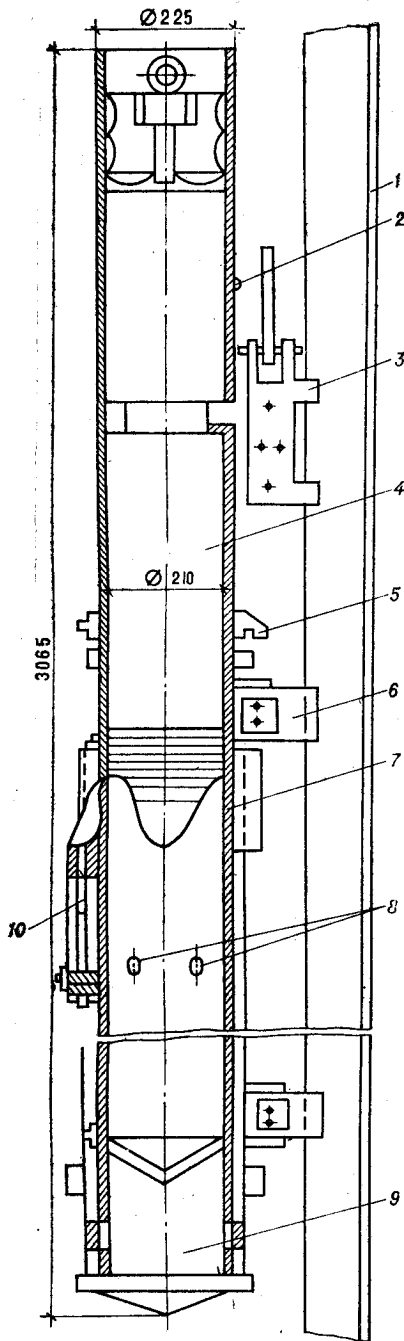


Рис. 12.7. Трубчастий дизель-молот:
 1 — напрямна копра; 2 — склядальний упор;
 3 — кішка; 4 — поршень; 5 — упор для під-
 няття молота; 6 — захват; 7 — робочий ци-
 ліндр; 8 — патрубки; 9 — шабот; 10 — на-
 ливний насос

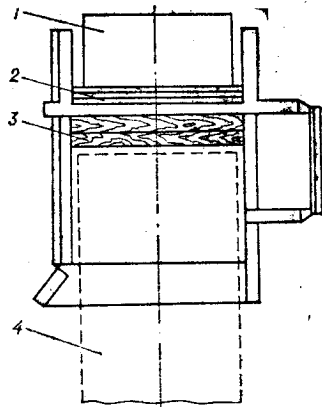


Рис. 12.8. Зварний наголов-
 ник:
 1 — сталеве ковадло; 2 — аморти-
 затор із сталевих канатів; 3 —
 амортизатор із сухої деревини;
 4 — паля

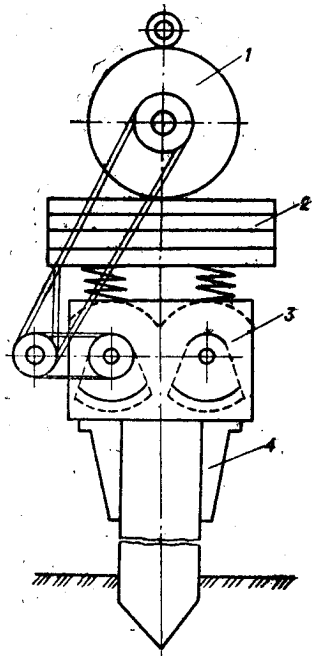


Рис. 12.9. Схема віброзану-
 рювача з підресорним при-
 вантаженням:
 1 — електродвигун; 2 — приванта-
 жувальні плити; 3 — вібратор;
 4 — наголовник

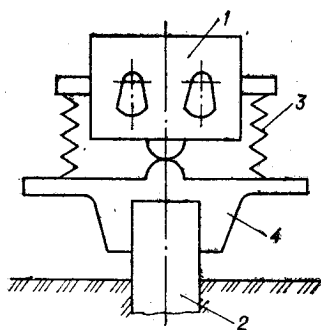


Рис. 12.10. Схема вібромолота, жорстко з'єданого з палею:

1 — віброзанурювач; 2 — палія;
3 — пружини; 4 — наголовник

Як правило, маса молота не повинна бути меншою за масу палі з наголовником.

Віброзанурювачі діють, використовуючи властивість деяких ґрунтів при вібрації наближатися за станом до в'язкої рідини; при цьому занурювання палі значо полегшується. Цей спосіб занурювання шпунта був запропонований Д. Ф. Барканом, а його успішно використовували для палі.

Віброзанурювач (рис. 12.9) складається з вібратора й електродвигуна, жорстко з'єданого з вібратором; останній складається із зварного корпусу, в якому є вали з дебалансами, що обертаються попарно в протилежні сторони. Найбільш раціонально засто-

совувати віброзанурювачі у водонасичених піщаних ґрунтах.

Вібромолоти (рис. 12.10) працюють у віброударному режимі, при якому обертання в протилежні боки роторів електродвигунів з дебалансами спричиняють не тільки вимушені коливання палі, а й коливання значної маси молота, верхньої плити, закріпленої на пружинах визначеної жорсткості. Коливання вібромаси супроводжується синхронними їх ударами об нижню плиту, що створює більш сприятливі умови для занурювання палі у ґрунт, ніж при роботі із звичайними занурювачами. Параметри пружин підбирають таким чином, щоб двом обертам роторів електродвигунів відповідав у часі один удар, внаслідок чого здійснюється періодичний рух системи. Вібромолоти ефективні при занурюванні палі у піщані і гравійні ґрунти.

Нерідко занурювання палі на проектну позначку утруднене внаслідок значного опору ґрунту. Збільшення енергії занурювання при цьому призводить до їх руйнування. Такі явища спостерігаються при занурюванні палі у піщані ґрунти. У цих випадках палі занурюють з підмивом водяним струменем. З цією метою до вістря палі підводяться дві труби діаметром 50 мм, які мають наконечник з отвором 12 мм. Довжина труби, що підмиває ґрунт, повинна бути не меншою за довжину палі, а наконечник завжди нижче на 0,25 м вістря палі.

Для піщаних ґрунтів при глибині підмиву до 8 м тиск води становить 0,3—0,4 МПа, а для суглинчатих і глинястих — 0,5—1 МПа. Під дією струменя води ґрунт біля вістря розпушується і палія легко занурюється в утворений простір.

У деяких ґрунтах занурювання палі з підмивом здійснюється лише під її власною вагою. У Кременчуцькому спеціалізованому управлінні для занурювання забивних палі у піщані ґрунти було застосовано метод промивання свердловин, який

полягає в тому, що на стрілі крана підвішують трубу діаметром 100 мм і довжиною, що дорівнює глибині занурювання паль. Нижній кінець труби обладнують наконечником з прямими і бічними отворами. В трубу під тиском 0,3 МПа подають воду і вона опускається у ґрунт під власною вагою до позначки вістря палі. Потім, не припиняючи подання води в трубу, її піднімають у верхнє положення. Операцію повторюють 2—3 рази. Далі без зволікання в цю точку, з допомогою дизель-молота, занурюють залізобетонну палю. Занурювання паль здійснюють без утруднень. Несуча здатність паль, занурених у піщані ґрунти з допомогою підмивання і наступним забиванням молотом, дещо нижча за несучу здатність паль, занурених без підмиву.

У просадочних ґрунтах палями необхідно пройти всю просадочну товщу і заглибити їх кінці в непросадочний ґрунт. Нерідко здійснити прорізку твердих сулісків і суглинків палями не вдається. Для полегшення процесу занурювання паль у тверді пилувато-глинясті ґрунти застосовують лідирування. Лідируючі свердловини можна влаштовувати двома способами: 1) з допомогою металевго лідера з поперечним перерізом, розмір якого трохи менший, ніж у палі (наприклад, для палі перерізом 30×30 см переріз лідера 25×25 см); такий лідер занурюють у ґрунт молотом, а виймають з допомогою гідравлічних домкратів або поліспаств; 2) шляхом буріння свердловини меншого діаметра, ніж діаметр палі. Глибина лідируючої свердловини призначається меншою на $\frac{1}{8}$ глибини занурення палі. Для полегшення занурювання палі в лідируючу свердловину за добу заливають 20—40 л води.

Несуча здатність паль, занурених у пробурені лідируючі свердловини, дещо менша, ніж паль, занурених у пробиті металевим лідером свердловини або без лідирування.

12.2. ФУНДАМЕНТИ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ В ПОПЕРЕДНЬО ВЛАШТОВАНИХ ПОРОЖНИНАХ, І МЕХАНІЗМИ, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ ПРИ ЦЬОМУ

У масовому будівництві монолітні фундаменти за своїми техніко-економічними показниками, як правило, переважають збірні. Найдешевші фундаменти — це фундаменти, виконані у витрамбованих, пробитих або продавлених свердловинах. Вони відрізняються високим ступенем використання несучої здатності ґрунтів основ. Найбільш ефективно їх застосування в сухих зв'язних ґрунтах, однак при правильній організації робіт їх успішно використовують у піщаних ґрунтах, а також у глинястих (нижче рівня ґрунтових вод).

Частотрамбовані палі виготовляють шляхом забивання в ґрунт інвентарної труби діаметром 40—60 см з закритим нижнім кінцем. Для цього використовують залізобетонний наконеч-

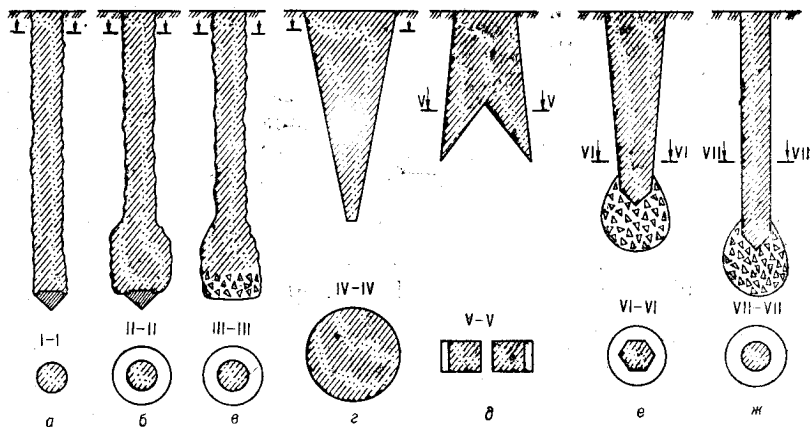


Рис. 12.11. Фундаменти, які споруджують у попередньо влаштованій порожнині:

а — частотрамбовані; б — частотрамбовані з розширенням; в — палі «Компресоль»; г — конічний; д — козловий; е — у витрамбованому котловані; ж — у пробитій свердловині

ник, який при вийманні інвентарної труби залишають у ґрунті (рис. 12.11, а). У трубу подають бетон, який ущільнюється падаючою сигароподібною трамбівкою. Так само влаштовують розширення в нижній частині палі (рис. 12.11, б).

Фундаменти в пробитих свердловинах вперше у вітчизняній літературі були описані Є. В. Платоновим як палі «Компресоль» системи Дюлака (рис. 12.11, в). Їх влаштовували шля-

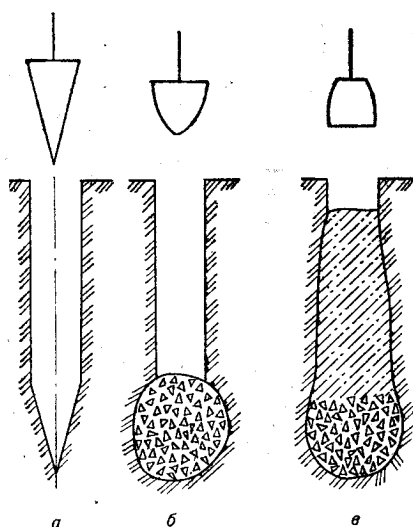


Рис. 12.12. Послідовність влаштування палі «Компресоль»:

а — пробивання свердловини; б — влаштування розширення; в — ущільнення бетону

хом утворення отворів у ґрунті падаючою бабою (рис. 12.12). При виконанні робіт застосовували три види трамбівок. Для пробивання свердловин використовували конічну трамбівку (рис. 12.12, а) з кутом при вершині 30°, діаметром 0,85 м, масою 2,2 т. Трамбівка такої форми дозволяє ущільнювати ґрунт лише в стінках свердловини, начебто розсовуючи їх. Для розширення підшви використовують трамбівку з краплевидним загостренням (рис. 12.12, б) масою 2 т і діаметром 0,8 м. Така трамбівка рівномірно ущільнює матеріал у боки і в днище, формуючи розширення в нижній частині свердловини. Бетон у стовбурі ущільнюють трам-

бівкою (рис. 12.12, в), з плоскою підшовною масою 1,5 т. Ця трамбівка ущільнює бетон по вертикалі, а деякий розвиток діаметра свердловини відбувається за рахунок бічного розширення бетону при трамбуванні. Такі фундаменти можуть бути застосовані в ґрунтах невеликої вологості. При доступі води під час утворення свердловини слід утрамбувати глину, яка, вдавляючись у стінки свердловини, дає можливість деякий час стримувати натиск води. Фундаменти такого типу можуть бути виготовлені глибиною до 15 м. При діаметрі трамбівки 0,85 м досягалися розширення до 150 см.

Перші публікації про застосування палів «Компресоль» з'явилися у 1904 р. Результати статичних випробувань наведені в табл. 12.1.

Таблиця 12.1. Дані про несучу здатність палів «Компресоль»

Місце випробування	Ґрунт	Розміри палів, м	Навантаження, кН	Осідання, мм
Варшава	Насипна земля, гравелистий ґрунт, мокрий пісок	Довжина 5,59 м, середній діаметр 1,25 м	1802,8	4,44
Туніс	Слабкий мул	Довжина 11 м, середній діаметр 1,6 м	1030	2

Ефективність фундаментів, влаштованих у котлованах з похилими стінками шляхом витиснення (а не виїмання) ґрунту, була вперше встановлена при влаштуванні конічних набивних палів системи «Раймонд» на початку ХХ ст. Пізніше цей спосіб був удосконалений Штерном, який запропонував спосіб ущільнення ґрунтів шляхом занурювання забивних конічних палів.

Тепер метод влаштування котлованів змінного по висоті перерізу (конічних, клиноподібних, пірамідальних, з розширенням у нижній частині тощо) одержав розповсюдження в будівництві. Відомі такі способи влаштування витрамбованих котлованів і пробитих свердловин: витрамбовування падаючої по напрямній трамбівкою різної форми; забиванням палейним агрегатом лідера відповідних розмірів з наступним його вилученням (виштамповування); занурюванням лідера з допомогою віброзанурювача (віброштампування).

Устаткування для витрамбовування котлованів і свердловин відрізняється простотою. Трамбівку занурюють у ґрунт шляхом вільного падіння. Для кожного удару трамбівку вилучають з котлована. Це призводить до деяких відхилень у розмірах одержаних котлованів. При виштамповуванні лідер занурюють дизель-молотом на проектну глибину з наступним його вилученням різними конструктивними пристроями. Жорсткий лідер можна виїняти лише з допомогою значного вертикального зусилля, яке розвивають гідроциліндри. При цьому часто руйнуються стінки котлована. Найефективнішим з точки зору якості котлованів у різних ґрунтах є спосіб віброштампування. Лідер

занурюють і вилучають з ґрунту з допомогою віброзанурювача. У зв'язку з одноразовим занурюванням підвищується точність влаштування котлована, а виймання лідера вібруванням забезпечує цілісність стінок котлована.

Згідно з набутим досвідом витрамбовування і штампування ці способи успішно застосовуються не тільки при влаштуванні котлованів і свердловин у просадочних ґрунтах, а також і в ґрунтах, насичених водою. При проходці слабких водонасичених ґрунтів для укріплення стінок котлованів використовують щєбінь, утрамбовують по всій їх поверхні на глибину 50—100 мм. Цим забезпечується стійкість стін, а шорсткість, яка утворюється при цьому, перешкоджає виникненню вакууму при вийманні трамбівки.

При влаштуванні котлованів у піщаних ґрунтах використовують глинястий ґрунт, який втрамбовують у стінки й забезпечують їх стійкість і водонепроникність на відповідний період, необхідний для влаштування фундаментів.

На рис. 12.11 наведені конструкції фундаментів, які влаштовуються у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах: конічний набивний фундамент (рис. 12.11, а) споруджується шляхом бетонування врозпір котлована, влаштованого одним із описаних вище способів; козловий набивний фундамент (рис. 12.11, б) влаштовують з допомогою спеціальної трамбівки; фундамент у витрамбованому котловані з розширенням у нижній частині з втрамбовуваного щєбеню (рис. 12.11, в); втрамбовування котлована і втрамбовування щєбеню здійснюють трамбівкою, яка має форму усіченої піраміди; фундамент у пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з втрамбовуваного щєбеню (рис. 12.11, г); пробивання свердловини і втрамбовування щєбеню здійснюються циліндричною трамбівкою.

Фундаменти у витрамбованих котлованах, які виготовляють з допомогою падаючої трамбівки, що має форму усіченої піраміди з шестикутником в основі, широко застосовують в усіх видах будівництва. При масі трамбівки до 4 т глибина котлована становить 2,5 м з діаметром по верху до 1 м. Втрамбовування щєбеню в дно котлована глибиною до 3 м³ для влаштування жорсткого розширення значно підвищує розрахункове навантаження, яке допускається на фундамент. При вказаних розмірах фундаменту в лесових ґрунтах у центральній частині України ця величина $P = 1,0 \dots 1,5$ МН. Наявність похилих граней фундаменту дозволяє при оцінці його несучої здатності враховувати розпір уздовж бічної поверхні. Проте несуча здатність такого фундаменту визначається об'ємом втрамбованого щєбеню, тобто величиною розширення.

Фундаменти в пробитих свердловинах влаштовують шляхом пробивання свердловин у ґрунті циліндричною трамбівкою діаметром 0,5—0,6 м, масою 4 т або забивними штампами з наступним заповненням їх ґрунтобетон, бетоном, залізобетоном.

Для збільшення опору вертикальному навантаженню в нижній їх частині влаштовуються розширення з втрамбованого щебеню.

Указані вище параметри трамбівок для влаштування витрамбованих котлованів і пробитих свердловин відповідають технічним можливостям базової машини, що найширше застосовується для цієї мети — екскаватора-драглайна типу Е-10011. Тепер намітилась тенденція збільшення розмірів витрамбованих котлованів і пробитих свердловин за рахунок збільшення маси трамбівок. У Черкасах при влаштуванні таких фундаментів використовують трамбівки масою 10 т і більше на крані РДК-25. Розроблено машини з трамбівкою масою до 50 т.

З порівняння фундаментів у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах при приблизно однаковій масі трамбівок видно, що несуча здатність обох видів фундаментів визначається розмірами розширення і при їх однакових об'ємах приблизно однакова, а площа поперечного перерізу фундаменту в пробитій свердловині утричі менша за площу середнього перерізу фундаменту у витрамбованому котловані. Це дозволяє більш повно використати несучу здатність бетону при його роботі на стиснення, а також при однаковій глибині закладення зменшити витрату бетону при влаштуванні фундаментів у пробитих свердловинах. При значній потужності слабких ґрунтів пройти їх можна лише фундаментом у пробитій свердловині. Наявність похилих граней у трамбівки для влаштування витрамбованих котлованів не дозволяє вести роботи при наявності шару мерзлого ґрунту завтовшки понад 0,5 м, а циліндрична трамбівка, навпаки, пробиває мерзлий ґрунт і при дальшому заглибленні свердловини не взаємодіє з нею; це дозволяє вести роботи по влаштуванню фундаментів у пробитих свердловинах при наявності шару мерзлого ґрунту завтовшки 1,3 м; невелика глибина закладення фундаментів у витрамбованих котлованах у порівнянні з фундаментами в пробитих свердловинах ставить їх у невигідне положення при наявності підземних комунікацій, фундаментів під устаткування (обладнання) тощо. Це дозволяє зробити висновок про досконалість фундаментів у пробитих свердловинах.

На рис. 12.13 показана технологічна схема влаштування фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню. Базовою машиною тут є екскаватор-драглайн з фрикційною лебідкою вантажопідйомністю 16 т. Використовується циліндрична трамбівка масою до 5 т, яка падає з висоти 6 м. Такий агрегат має досить високу продуктивність (до 20 свердловин за зміну) і застосовується здебільшого на великих об'єктах, тому що перевезення його з об'єкта на об'єкт пов'язане з витратами часу й використанням додаткових машин.

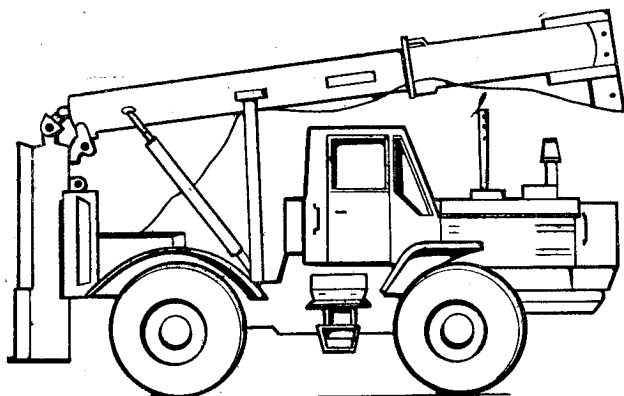


Рис. 12.14. Загальний вигляд мобільної установки для влаштування фундаментів у пробитих свердловинах на базі трактора Т-150К

На рис. 12.14 показано мобільну установку для влаштування фундаментів у пробитих свердловинах на базі трактора Т-150К. Маса трамбівки — близько 2,5 т, висота падіння — 5 м. З об'єкта на об'єкт установка переміщується самостійно зі швидкістю до 40 км/год. Установка створена в Полтавському інженерно-будівельному інституті. Її застосовують на різних видах будівництва в Полтавській, Сумській і Харківській областях.

У Дніпропетровську одержав поширення метод пробивання свердловин шляхом занурення спеціального снаряда дизель-молотом. Для довільного вилучення снаряда із свердловини використано принцип рухомого кільця. На рис. 12.15 показано процес влаштування фундаментів у пробитих свердловинах таким способом. Як видно із схеми, діаметр свердловини відповідає діаметру рухомого кільця, яке при переміщенні пристрою вниз зберігає горизонтальне положення. При піднятті пристрою рухоме кільце сповзає з вістря й займає вертикальне положення, повиснувши на кріпленні. У такому положенні пристрій довільно вилучається із свердловини. Щоразу при опусканні снаряда у свердловину необхідно встановлювати рухоме кільце в робоче положення. Описаний спосіб пробивання свердловини менш енергомісткий, ніж спосіб з падаючою трамбівкою, і дозволяє широко використовувати для цієї мети виготовлені серійно копирі і молоти.

Спосіб пробивання свердловин використовується і для установлення в них збірних фундаментів. На рис. 12.16 показано процес влаштування опори ЛЕП з конічною фундаментною частиною. Попередньо, з допомогою металевго лідера, вібровиштамповують свердловину розмірами, що відповідають розмірам фундаментної частини опори. Занурення лідера в ґрунт здійснюють віброзанурювачем, який з'єднаний з конічним за-

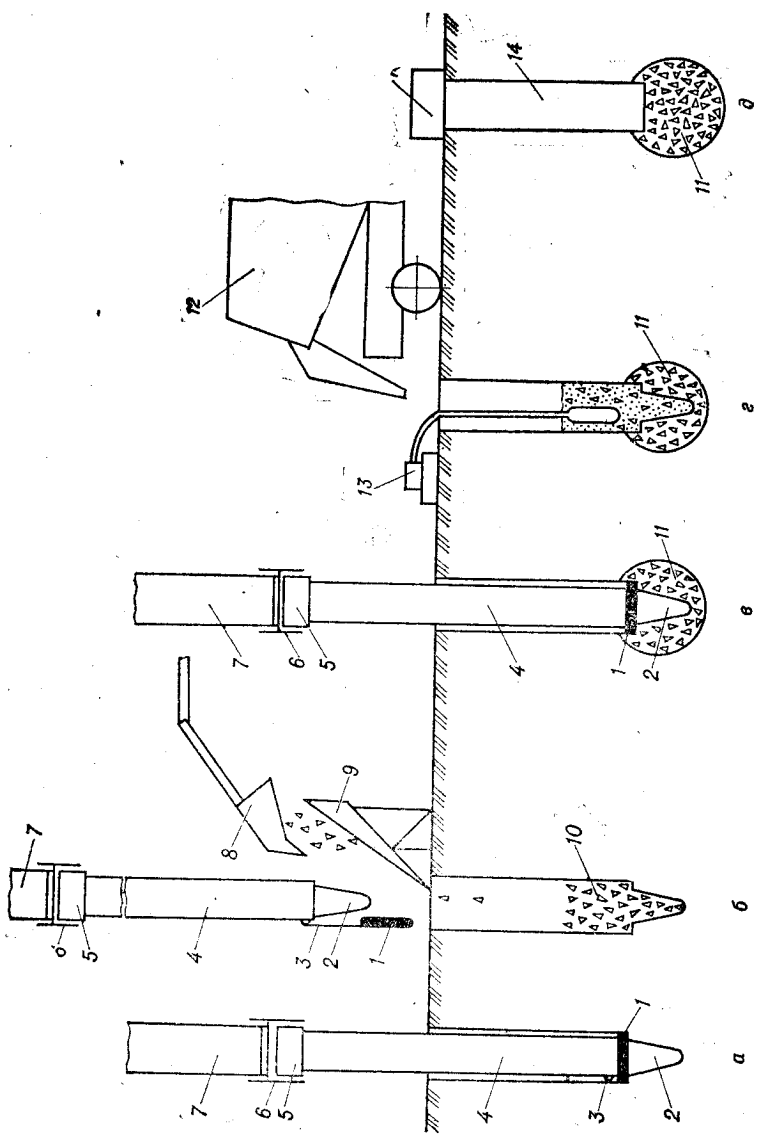


Рис. 12.15. Послідовність влаштування фундаменту в свердловині, пробитій снарядом, з рухомих кілцями:
 а — пробиття свердловини; б — подавання щебеню; в — вштамповування щебеню; 2 — бетонування; в — готовий фундамент; 1 — рухоме кільце;
 2 — вістря; 3 — кришка кілля; 4 — корпус снаряда; 5 — ковш; 6 — наголовник; 7 — молот; 8 — ексканатор; 9 — лоток; 10 — порція щебеню;
 11 — розширення; 12 — автобетонозмішувач; 13 — глибинний вібратор; 14 — ствол; 15 — ростверк

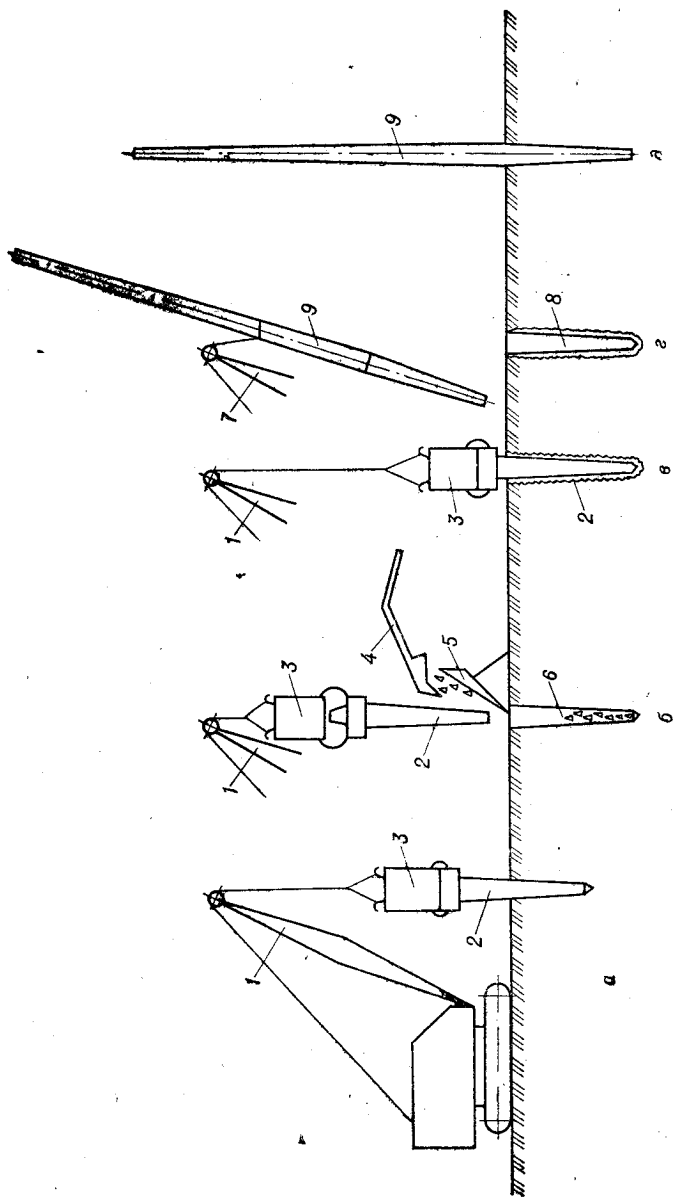


Рис. 12.16. Послідовність влаштування опор ЛЕП з кінцею фундаментною частиною:

а — віброштампування свердловини; б, в — подання щебеню, що вштампується в стінки свердловини; г — установка опори; д — опора в експлуатаційному положенні; 1 — базова машина; 2 — лідер; 3 — віброзапурювач; 4 — екскаватор; 5 — лотік; 6 — щебінь (глина); 7 — монтажний кран; 8 — готова свердловина; 9 — опора

хватом. Для зменшення вібраційних впливів на стрілу крана при вилученні лідера між крюком крана і віброзанурювачем підвищують амортизатор з пружин.

Стінки свердловини закріплюють додатковим вштамповуванням: у глинястих водонасичених ґрунтах — щебеню, а в пісках — глини. Опори в свердловині встановлюють краном з допомогою гнучких стропів, які дозволяють підняти опору у вертикальне положення. Закріплення опори в свердловині відбувається одночасно з її вивірянням. Такий спосіб закладання опори в ґрунт дозволяє збільшити її опір по ґрунту на сумісну дію вертикальних і горизонтальних навантажень у 1,3 раза в порівнянні з опорами, закріпленими в пробуреній свердловині. Опори контактної мережі з конічною опорною частиною використані при електрифікації Південно-Західної залізниці.

12.3. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ І ФУНДАМЕНТІВ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

У сучасній практиці проектування фундаментів їх несучу здатність визначають різними способами залежно від стадії розробки проекту. У початковій стадії проектування несучу здатність фундаментів визначають за фізико-механічними характеристиками ґрунтів розрахунковим методом. При проведенні польових дослідних робіт на стадії розробки робочого проекту використовують методи зондування та статичних випробувань пробних палів і фундаментів. У процесі занурювання палів при будівництві використовують метод динамічних випробувань.

Розрахунковий метод оснований на застосуванні формули (10.4), яка визначає складові загальної несучої здатності фундаменту, виготовленого без виймання ґрунту за рахунок опору підосви фундаменту, опору тertia ґрунту по бічній поверхні та розпору ґрунту похилими гранями фундаменту. Для деяких видів фундаментів залежно від конструктивних особливостей, а також від інженерно-геологічних умов будівельного майданчика складові формули (10.4) втрачають своє практичне значення. Так, для палів з вертикальними гранями ($i=0$) формула (10.4) приймає вигляд

$$F_u = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + \sum h \gamma_{cf} u f_i). \quad (12.1)$$

Якщо в основі палі (фундаменту) залягають ґрунти високої несучої здатності, що практично не деформуються, її несуча здатність визначається в основному першим членом і має вигляд

$$F_u = \gamma_c \gamma_{cR} RA; \quad (12.2)$$

іноді такі палі називають палями-стояками.

Існують численні формули для визначення несучої здатності фундаментів різних форм. Однак при уважному аналізі їх мож-

на звести до загального вигляду (10.4). Відмінність полягає лише в підході до визначення характеристик R , f , E , а також у врахуванні геометричних особливостей фундаменту і способу його влаштування. Так, для паль з розширенням (A — площа розширення), якщо воно утворене втрамбовуванням щебеню, — $\gamma_{ср} = 1,2$, якщо вибурюванням — $\gamma_{ср} = 0,8$, якщо камуфлектним вибухом — $\gamma_{ср} = 1,3$.

При визначенні розрахункового опору основи R залежно від глибини закладення фундаменту приймають відповідну розрахункову схему руйнування ґрунту (див. розділ 9). Для глибоких фундаментів і паль величину R відповідно до норм приймають за таблицями, складеними на підставі статистичної обробки численних експериментальних значень; величину f також визначають за аналогічними таблицями.

Несучу здатність фундаментів і паль визначають за результатами зондування, застосовуючи різні схеми його проведення. Існують такі способи зондування: динамічне, конусами-зондами, зондами з фіксуючою муфтою тертя, великомасштабними палями-зондами тощо (див. розділ 6). Нижче розглянемо метод визначення несучої здатності забивних призматичних паль за результатами статичного зондування розширеним конічним накопечником. Методику проведення зондування розглянуто у розділі 6. Опір ґрунту є узагальненою характеристикою механічних властивостей ґрунтів. Залежність між цією величиною і розрахунковим опором ґрунту у вістрі палі R можна представити у вигляді

$$R = \lambda q_s, \quad (12.3)$$

де λ — перехідний коефіцієнт; q_s — опір ґрунту конуса.

Згідно з дослідженнями спеціалістів, величина λ коливається в досить широких межах і залежить від численних факторів і зокрема від виду ґрунту, його стану, параметрів зондувальної установки, способу занурювання паль тощо. Формулу для визначення часткового значення граничного опору палі-стояка за даними статичного зондування можна представити у вигляді

$$F_u = q_s^0 A \lambda, \quad (12.4)$$

де q_s^0 — опір ґрунту конуса в площині вістря палі, що визначається за графіком зондування як середня величина в інтервалі, розташованому на один діаметр палі вище і чотири діаметри нижче позначки вістря палі; A — площа поперечного перерізу палі. Розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні забивних паль f , як і розрахунковий опір ґрунту під нижніми кінцями R , є узагальненою характеристикою механічних властивостей ґрунту, і між ними існує однозначна залежність. Згідно з СНиП 2.02.03-85 «Сваи и свайные фундаменты», для пісків і пілувато-глинястих ґрунтів ця залежність має вигляд

$$f = 6 + 0,0117 R; \quad (12.5)$$

при числі парних значень $n=100$ коефіцієнт лінійної кореляції $r=0,98$, середнє квадратичне відхилення $\pm\sigma=\pm 3$ кН/м². Це свідчить про тісний лінійний зв'язок, близький до функціонального. Таким чином, за відомим значенням R з допомогою залежності (12.5) можна визначити f .

На підставі виразу (10.4) з урахуванням залежностей (12.3) і (12.5) формулу для визначення часткового значення граничного опору забивної призматичної палі за результатами статичного зондування розширеним наконечником можна представити у вигляді

$$Fu = q_s^0 \lambda_0 + 0,0117 u_i \sum_{i=1}^{i=n} q_s^i h_i \lambda_i + 6 u_i \sum_{i=1}^{i=n} h_i, \quad (12.6)$$

де u — периметр поперечного перерізу палі, м; λ — перехідний коефіцієнт для кожного шару товщиною в межах довжини палі; q_s^i — опір кожного шару ґрунту в межах довжини палі, кПа; n — кількість несучих шарів ґрунту в межах довжини палі.

На рис. 12.17 наведені графіки залежності коефіцієнта λ від значення q_s і типу ґрунту. Графіки встановлені за узагальненими результатами паралельних випробувань ґрунтів зондування і статичних випробувань паль, проведених у центральній частині України.

Несуча здатність F_d забивної призматичної палі за даними статичного зондування,

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^{i=n} F_u}{n \gamma_g}, \quad (12.7)$$

де γ_c — коефіцієнт умов роботи; $\gamma_c=1$; γ_g — коефіцієнт надійності; n — число точок зондування (не менше 5).

Статичні випробування фундаментів проводять з метою визначення їх несучої здатності в конкретних ґрунтових умовах будівельного майданчика. Розміри фундаментів для випробувань призначають за даними розрахунків або зондування. Випробування полягає в ступінчатому завантаженні фундаменту вертикальним (горизонтальним, моментним) навантаженням і вимірюванні при цьому відповідної деформації. Кожен ступінь навантаження витримують до умовної стабілізації деформації фундаменту. Регламент умовної стабілізації деформації встановлюється стандартами на статичні випробування.

Навантаження фундаментів звичайно проводять одним із двох способів: безпосереднім навантаженням фундаменту тарованими по масі вантажами або гідравлічним домкратом з упором у платформу з навантаженням, що перевищує припустиме навантаження на фундамент.

На рис. 12.18 показана платформа, завантажена фундаментними блоками загальною масою 170 т. Осідання фундаменту вимірюють двома прогиномірами з точністю до 0,1 мм і для

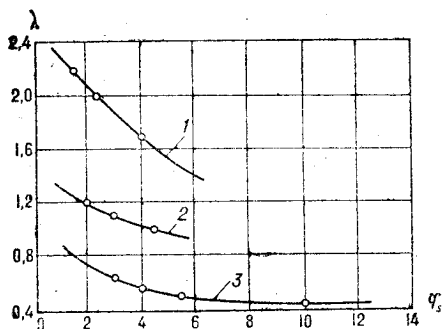


Рис. 12.17. Криві залежності $\lambda = f(q_s)$:
1 — суглинки та глини; 2 — супісок; 3 — пісок

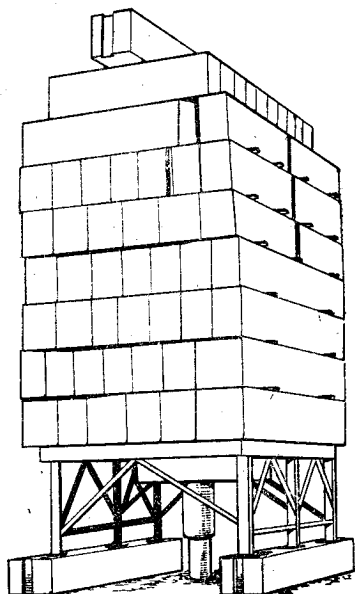


Рис. 12.18. Загальний вигляд платформи для навантаження фундаментів гідродомкратом

дальшого аналізу приймають середнє значення. На рис. 12.19 показана схема статичного випробування фундаменту в пробитій свердловині шляхом навантаження тарованими вантажами.

Результати статичних випробувань фундаментів представляють у вигляді графіків залежності осідання з часом для кожного ступеня навантаження (рис. 12.20). По них можна судити про характер затухання осідання з часом. Математично описати ці криві можна з допомогою рівняння стану

$$\gamma = A t_{\text{exp}}^b \frac{\delta}{K \theta} (P - P_{\infty}), \quad (12.8)$$

де γ — деформація (осідання фундаменту); t — час; A — величина деформації за одиницю часу ($t=1$); b — показник, що визначає вид функції (12.8); δ — параметр, що пов'язує термодинамічну енергію і напругу; K — стала Больцмана; θ — абсолютна температура (K); P_{∞} — межа довготривалої міцності (несуча здатність фундаменту при $t \rightarrow \infty$); P — навантаження на фундамент за час t .

Параметрами рівняння, що характеризує напружено-деформівний стан у часі, є b , A , $\frac{\delta}{K\theta}$, P_{∞} . За даними графіків на рис. 12.20 складають систему рівнянь і визначають необхідні реологічні характеристики. Такий підхід дозволяє прогнозувати в часі несучу здатність і деформації фундаментів за результатами їх статичних випробувань.

Згідно із стандартами, несуча здатність фундаменту за даними статичних випробувань визначають з урахуванням графіка

залежності осідання — навантаження (рис. 12.21). При осіданні $\Delta = \xi S_u$, де ξ — коефіцієнт, що враховує можливість збільшення осідання фундаменту при роботі його в куші, а також у часі; S_u — граничне осідання для конкретного виду споруди. Залежно від критерію стабілізації осідання при випробуваннях фундаментів, а також з урахуванням їх сумісної роботи ξ може змінюватись від 0,2 до 1.

На рис. 12.22 показано процес випробування опори ЛЕП з конічною фундаментною частиною на дію моментного навантаження. Це навантаження створюють з допомогою троса, який кріплять до двох опор. Трос натягується гвинтовим пристроєм.

Динамічний метод визначення несучої здатності фундаментів використовується як метод контролю в період будівництва. Він оснований на принципі рівності роботи, що відбувається при ударі молота або трамбівки, і роботи для подолання опору ґрунту занурюванню фундаменту. Рівняння, рекомендоване нормами, має вигляд

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \sqrt{1 + \frac{4 E_d}{\eta AS_k} \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}}, \quad (12.9)$$

де η — коефіцієнт, що залежить від гнучкості матеріалу фундаменту; A — площа поперечного перерізу фундаменту; M — коефіцієнт, що враховує спосіб занурювання (виготовлення) фундаменту; E_d — розрахункова енергія удару молота, трамбівки, віброзанурювача; S_k — відказ фундаменту; m_1 — вага молота, трамбівки, віброзанурювача; ε — коефіцієнт поновлення удару; m_2 — вага фундаменту і наголовника; m_3 — вага підбабка.

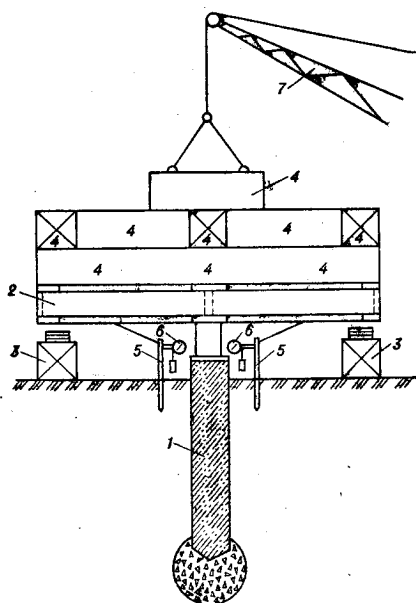
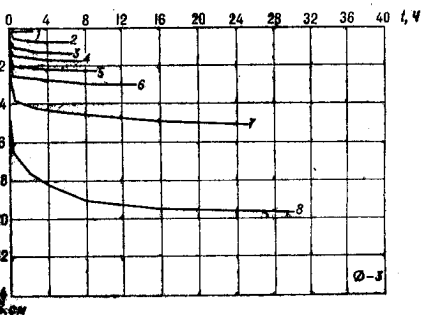


Рис. 12.19. Схема статичного випробування фундаменту:

1 — фундамент; 2 — вантажна платформа; 3 — страхувальні упори; 4 — таровані вантажі; 5 — реперна система; 6 — прогноміри; 7 — кран

Рис. 12.20. Криві залежності осідання фундаменту з часом за даними статичних випробувань при різних навантаженнях:

1 — 100 кН; 2 — 200 кН; 3 — 300 кН; 4 — 400 кН; 5 — 500 кН; 6 — 600 кН; 7 — 700 кН; 8 — 800 кН



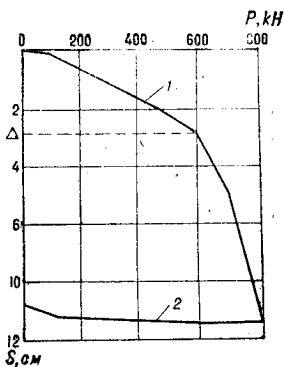


Рис. 12.21. Криві залежності осідання від навантаження за даними статичних випробувань: 1 — завантаження; 2 — розвантаження

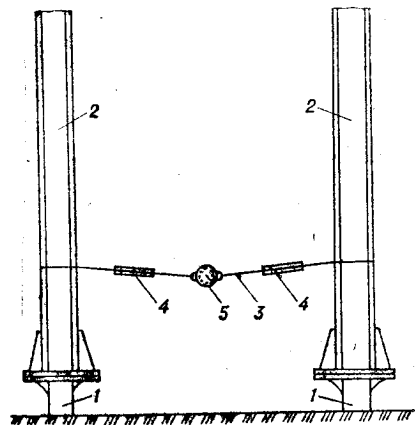


Рис. 12.22. Випробування фундаментів на дію моментного навантаження: 1 — опора; 2 — щогли; 3 — трос; 4 — гальреп; 5 — динамометр

Відказом називається величина занурювання фундаменту від одного удару молота. При роботі з віброзанурювачем — це величина занурювання фундаменту за одну хвилину його роботи, а при пробиванні свердловини або втрамбовуванні щебеню — величина занурювання трамбівки при її падінні з фіксованої висоти.

Несучу здатність фундаментів за результатами їх статичних і динамічних випробувань визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u, n}}{\gamma_g}, \quad (12.10)$$

де γ_c — коефіцієнт умов роботи; γ_g — коефіцієнт надійності для ґрунту.

Відпочинком фундаментів називається період, що починається з моменту їх влаштування і характеризується зміною несучої здатності. У піщаних ґрунтах при забиванні фундаментів різко зростає їх опір занурюванню, аж до повної їх зупинки. Цей опір створює помилковий відказ. Через деякий час (3—6 діб) при повторному забиванні виявляється збільшення відказу в порівнянні з величиною в кінці забивання фундаменту до «відпочинку». У цей період несуча здатність знижується в кілька разів. Якщо не урахувати явище помилкового відказу при випробуваннях фундаментів, це може призвести до серйозних ускладнень при будівництві та експлуатації споруди.

У водонасичених глинястих ґрунтах при занурюванні фундаментів і трамбівок відбуваються явища, пов'язані з втратою їх міцності.

У результаті фундамент занурюється в ґрунт легко при відказах, які набагато перевищують проектні. Після «відпочинку»

фундаментів протягом 3—4 тижнів їх несуча здатність зростає у 2—4 рази. Явище помилкового відказу при занурюванні фундаментів у водонасичені глинясті ґрунти відбувається через руйнування структури навколишнього ґрунту в межах зони впливу. Після припинення динамічних впливів відбувається поновлення оборотних структурних зв'язків, а оскільки процесу розрідження відповідає зміцнення за рахунок збільшення щільності складу, то опір ґрунту збільшується в порівнянні з ґрунтом природного складу.

Процес зміцнення буде тим довшим, чим більша доля глинястої складової у ґрунті. На час і величину зміцнення ґрунту істотно впливають також розміри «зони впливу», тобто об'єм ґрунту, в якому сталися структурні зміни. Досвід показує, що період «відпочинку» в глинястих ґрунтах найменший для призматичних паль, дещо більший для пірамідальних і їм подібних і найбільший для фундаментів у пробитих свердловинах і витрамбованих котлованах з розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню. Якщо для призматичних паль є достатнім період «відпочинку» перед статичними випробуваннями 3—4 тижні, то для фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням цей час збільшується у 2—3 рази.

Явище помилкового відказу ускладнює умови проведення випробувань фундаментів, розтягує період досліджень. Врахувати це можна, зробивши аналіз одержаних у будь-який час результатів з допомогою залежності (12.8); при цьому попередньо оцінюють реологічні властивості досліджуваного ґрунту.

12.4. ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

Фундаменти, виготовлені без виймання ґрунту, сприймають навантаження від споруди і передають їх на основи частково силами тертя і зчеплення, що виникають по їх бічній поверхні. У результаті дій цих сил осьові зовнішні навантаження передаються на деякий ґрунтовий конус, а від нього — на колову горизонтальну площадку, де вона підсумовується з напрутами, що передаються на ґрунт підшовою фундаменту (рис. 12.23, а). Епюра стискуючих напруг у ґрунті показує, що напруги помітно зникаються в міру віддалення від центра підшови фундаменту. Залежно від розміру проміжку між сусідніми фундаментами епюра стискуючих напруг можуть дотикатися або накладатися одна на одну; в останньому випадку напруги в ґрунті будуть зростати.

Питання стійкості і деформованості ґрунту в основках фундаментів слід розглядати з урахуванням відстані між ними. При розгляді роботи куців фундаментів можна відзначити, що при обридному розташуванні фундаментів ділянки напруженого стану ґрунту не перекривають одна одну. У площині їх кінців вони мають вигляд кругів, які не пересікаються. Це вказує

на те, що кожен фундамент працює самостійно.

При густому розташуванні фундаментів (рис. 12.23, б) ділянки напруженого стану перекривають одна одну, а напруги в ґрунті, що виникають під кожним фундаментом, підсумовуються з напругами, що передаються сусідніми фундаментами. Таке розміщення фундаментів у кущі сприяє розвитку в площині їх нижніх кінців напруг більших, ніж напруги під окремим фундаментом.

Очевидно, що при деякому проміжку між фундаментами епюри вертикальних напруг у площині їх нижніх кінців тільки торкатимуться одна одної, а всі фундаменти куща працюватимуть як поодинокі. Чим довші фундаменти, тим більшим повинен бути проміжок між ними, щоб створити умови їх роботи як одиночних. Оскільки напруги під кущем фундаментів при звичайних умовах вищі, ніж у одиночного, а розміри в плані області напруженого стану у куща більші, то осідання такого куща значно більше за осідання одиночного фундаменту.

Розглянемо ще одну особливість сумісної роботи фундаментів у кущі (рис. 12.23). Якщо проведено випробування навантаженням фундаментів до влаштування ростверка, то їхній опір матиме таке співвідношення: $F_1 < F_2 < F_3$. Це пояснюється тим, що фундамент 2 частково, а фундамент 3 — з усіх боків затиснуті навколишнім ґрунтом у процесі влаштування сусідніх фундаментів. При цьому навантаження через фундамент 3 передається на сусідні фундаменти, оскільки області напруженого стану в ґрунті від розвитку сил тертя накладаються. Це підтверджується осіданням ненавантажених фундаментів. Чим менша відстань між фундаментами, тим більша різниця між F_1 і F_3 .

Усі ці положення справедливі до влаштування ростверка, який зумовить сумісну роботу фундаментів у кущах. Випробування куща в цілому показує, що середній опір фундаменту в кущі менший за опір одиночного фундаменту $F_1 < F_2$.

Проведені широкі дослідження кущів фундаментів у різних умовах дали можливість зробити такі висновки: при однакових навантаженнях осідання одиночного фундаменту завжди менше,

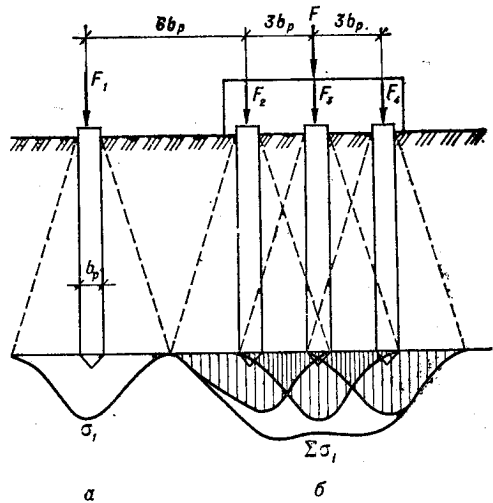


Рис. 12.23. Епюри напружень в основі фундаменту:

а — поодинокого; б — куща

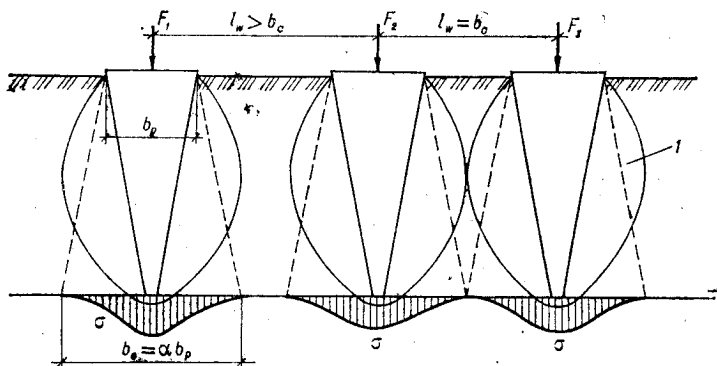


Рис. 12.24. Схеми сумісної роботи пірамідальних паль:
1 — зона ущільнення

ніж осідання куца; величина осідання куца не залежить від форми фундаментів у плані; зі збільшенням відстані між фундаментами осідання куца зменшується; експериментальні дослідження показали, що для фундаментів довжиною до 10 м відстань в $6 b_p$ забезпечує роботу фундаменту в куці як одиночного, однак при проектуванні куців з фундаментів постійного поздовжнього профілю (наприклад, призматичних і циліндричних паль) мінімальна відстань між ними приймається $3 b_p$; в піщаних ґрунтах нерідко трапляються випадки, коли окремі палі досить легко занурюються на проектну позначку, а палю в куці занурити стає неможливо, що свідчить про недостатність відстані в $3 b_p$ для піщаних ґрунтів.

На рис. 12.24 показано принцип сумісної роботи коротких пірамідальних паль. Експериментально доведено, що взаємодіють палі тоді, коли їх зони ущільнення перетинаються одна з одною. Ця взаємодія проявляється, наприклад, у тому, що при занурюванні палі сусідня, раніше занурена, паля начебто виштовхується з ґрунту на 5—15 см залежно од відстані між ними. Тому при визначенні мінімально допустимої відстані між такими паями спочатку визначають діаметр зони ущільнення ґрунту $b_c = \alpha b_p$, де α — коефіцієнт, що визначається залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту за закономірністю, встановленою В. Г. Березанцевим.

При проектуванні фундаментів, споруджуваних без виймання ґрунту, рекомендується така послідовність:

1. Оцінюються інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будівельного майданчика.

2. Визначаються величини навантаження на фундамент і встановлюються їхні невідгідні сполучення.

3. Вибираються типи і розміри фундаментів, конкурентоспроможних у даних конкретних умовах.

4. Розраховується кожний варіант фундаменту в такій послідовності: 4.1. Визначається глибина закладення ростверка,

здійснюється вертикальна прив'язка фундаменту. 4.2. Визначається вертикальне розрахункове навантаження, що допускається на фундамент цього типу. 4.3. Визначається горизонтальне розрахункове навантаження, що допускається на фундамент цього типу. 4.4. Визначається необхідна кількість фундаментів у куці з умови дії окремо вертикального і горизонтального навантажен. Приймається попередня кількість фундаментів у куці за більшою величиною. 4.5. Визначається мінімально допустима відстань між сусідніми фундаментами. 4.6. Конструюється ростверк за розмірами надфундаментної конструкції і мінімально допустимої відстані між сусідніми фундаментами. 4.7. Перевіряються фактичні вертикальні і горизонтальні навантаження на найбільш навантажений фундамент у куці. При необхідності уточнюються їх кількість. 4.8. Розраховуються деформації фундаменту.

5. Порівнюються варіанти фундаментів і вибирається найефективніший.

6. Розраховуються фундаменти в характерних перерізах будівлі, що проектується, за вибраним варіантом у послідовності п. 4.

7. Оформляється графічна частина проекту, яка включає: інженерно-геологічний розріз з контурами споруди, схему розташування фундаментів з порядковими номерами їхнього влаштування в масштабі 1:100, 1:200, 1:400; схему розміщення ростверків у тих же масштабах; окремі проєкції розгортки фундаментів в масштабі 1:50; специфікації фундаментів, розгортки, арматури; примітки.

8. Розробляються основні положення щодо проведення робіт при влаштуванні фундаментів: вибираються механізми для проведення земляних робіт, влаштування фундаментів, їх бетонування й монтажу; визначається проєктний відказ забивних фундаментів; даються рекомендації щодо лідування або підмивання при влаштуванні фундаментів.

9. Розробляються заходи щодо охорони навколишнього середовища: збереження й використання родючого шару землі, що порушується в межах будівельного майданчика; забезпечуються оптимальні режими роботи і обслуговування машин і механізмів; вибираються для розігрівання ізолів інвентарні установки, що виключають забруднення повітря; обгрунтовується раціональна витрата води для потреб будівництва; вибираються конструктивні і технологічні рішення, що дозволяють скоротити витрати цементу, металу, енергоресурсів.

Приклад. Програмований розрахунок фундаментів, які виготовляються без виймання ґрунту:

4.1. Глибину закладення ростверка слід приймати в основному з конструктивних міркувань. Можливість морозного здимання ґрунтів можна нейтралізувати з допомогою підсіпок проти піднімання, а частину небудівельних ґрунтів під ростверком пройти за рахунок збільшення довжини ствола фундаменту. Вертикальна прив'язка фундаменту полягає у визначенні кількості шарів основи та їх товщі в межах глибини його закла-

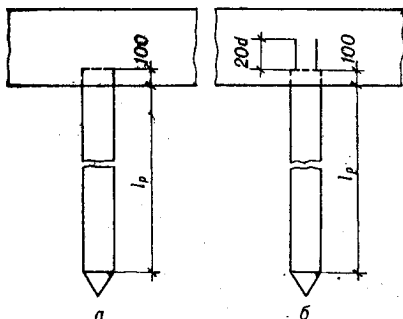


Рис. 12.25. Конструкції з'єднання фундаменту з ростверком:

a — шарнірна; *b* — жорстка

Для збірних фундаментів, наприклад забивних призматичних паль, розбивають оголовки на необхідну довжину (рис. 12.25, б).

4.2. Розрахункове вертикальне навантаження, що допускається на фундамент, визначають за формулою

$$P_v = F_d / \gamma_c, \quad (12.11)$$

де γ_c — коефіцієнт надійності, який приймають 1—1,75 залежно від способу визначення несучої здатності, конструкції ростверка, кількості фундаментів біля ростверка; F_d — несуча здатність фундаменту, яку визначають одним з розглянутих вище способів.

4.3. Розрахункове горизонтальне навантаження, що допускається на фундамент, визначають за формулою

$$P_h = F_{dh} / \gamma_c, \quad (12.12)$$

де F_{dh} — несуча здатність фундаменту на дію горизонтального навантаження, що встановлюється розрахунком або випробуваннями при обов'язковому дотриманні умов (10.5) — (10.8).

4.4. Кількість фундаментів у кущах попередньо визначають за формулами:

при дії вертикальних навантажень

$$n_v = \frac{N + 0,1 N}{P_v} m, \quad (12.13)$$

де N — сумарне розрахункове вертикальне навантаження на кущ; $m \geq 1$ — коефіцієнт, що враховує позацентрове навантаження фундаменту;

при дії горизонтального навантаження

$$n_h = H / P_h, \quad (12.14)$$

де H — сумарне горизонтальне навантаження на кущ; для конструювання ростверка приймають більше із двох значень n_v або n_h .

4.5. Мінімальну відстань між сусідніми фундаментами встановлюють залежно від конструкції фундаментів і умов їхньої спільної роботи з ґрунтом.

4.6. Конструювання ростверків проводять з урахуванням таких положень: їх розміри в плані слід визначити виходячи з мінімально допустимої відстані між фундаментами $l_w = l_{min}$, якщо вони не лімітуються розмірами надфундаментної конструкції; при дії значних моментів і горизонтальних сил вирівнювання навантажень на фундаменти можна досягти зміною величини l_w в межах ростверка; під стіни будівель встановлюють стрічкові ростверки з однорядним, багаторядним або у шаховому порядку розташуванням фундаментів (рис. 12.26); при однорядному розташуванні фундаментів у стрічковому ростверку відстань між ними визначають за формулою

$$l_w = P_d / N, \quad (12.15)$$

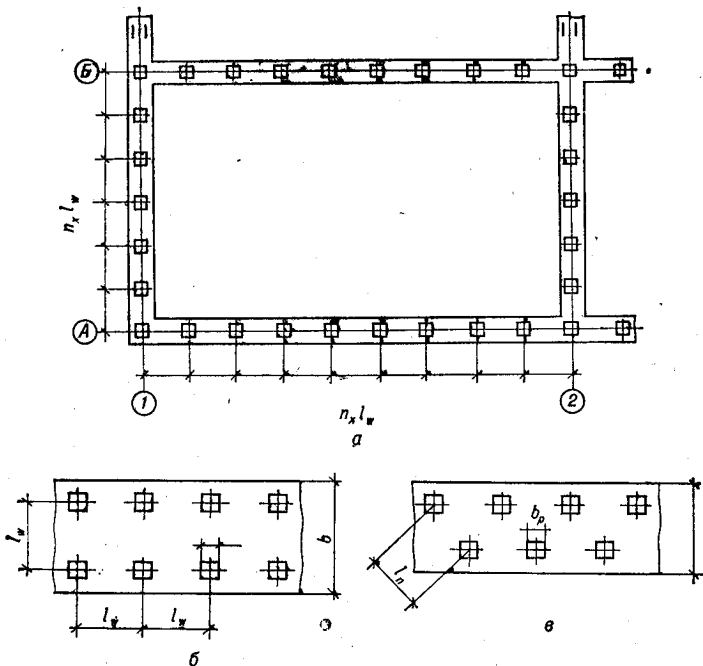


Рис. 12.26. Конструкції стрічкових ростверків з розміщенням паль:

a — однорядним; *б* — дворядним; *в* — шаховим

де N — сумарне погонне навантаження на ростверк; розміри у плані ростверка, що окремо стоїть, визначають за формулою

$$a(b) = l_w(n-1) + b_p + 0,1, \quad (12.16)$$

де \tilde{n} — кількість фундаментів у ряду в напрямі сторін a або b (рис. 12.27); b_p — діаметр стовбура фундаменту; мінімальний звис ростверка (відстань від поверхні фундаменту до краю ростверка) 5 см; висоту ростверка визначають з конструктивних міркувань (умов його роботи за міцністю і деформаціями, типу надфундаментної конструкції тощо); армування ростверка слід проводити відповідно до вимог СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции».

4.7. Розрахунок фундаменту за першим граничним станом завершують перевіркою фактичного навантаження;

при дії вертикального навантаження

$$P_{fv} = N/n + \frac{M_x y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x}{\sum x_i^2} \leq P_b, \quad (12.17)$$

де N , M_x , M_y — відповідно сумарні розрахункові стисуюча сила і моменти відносно головних центральних осей x і y плану ростверка і фундаментів у площині підшви ростверка; n — число фундаментів ростверка; x_i , y_i — відстані від головних осей до осі кожного фундаменту; x , y — відстані від головних осей до осі фундаменту, для якого визначають фактичне навантаження;

при дії горизонтального навантаження

$$P_{fh} = H/n \leq P_b, \quad (12.18)$$

де H — сумарна горизонтальна сила.

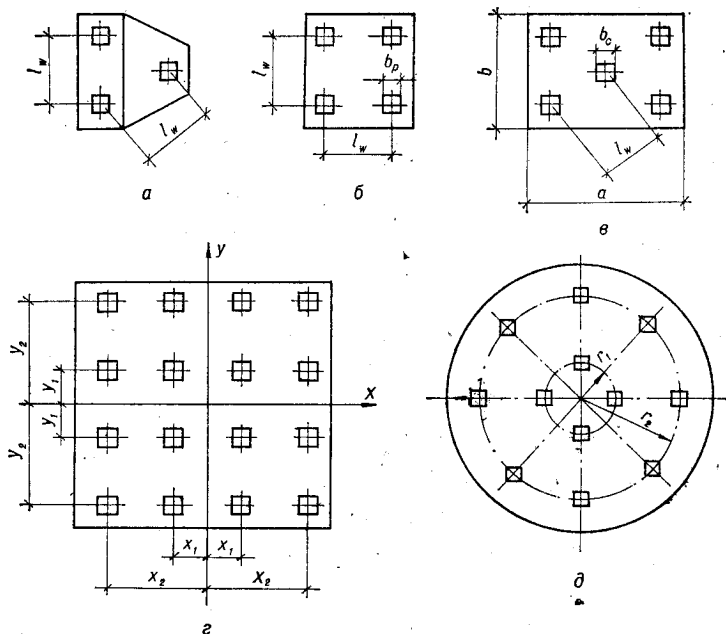


Рис. 12.27. Конструкції окремих ростверків:
 а — з трьох палів; б — з чотирьох палів; в — з п'яти палів; г — з багатьох палів; д — кільцеве розміщення палів

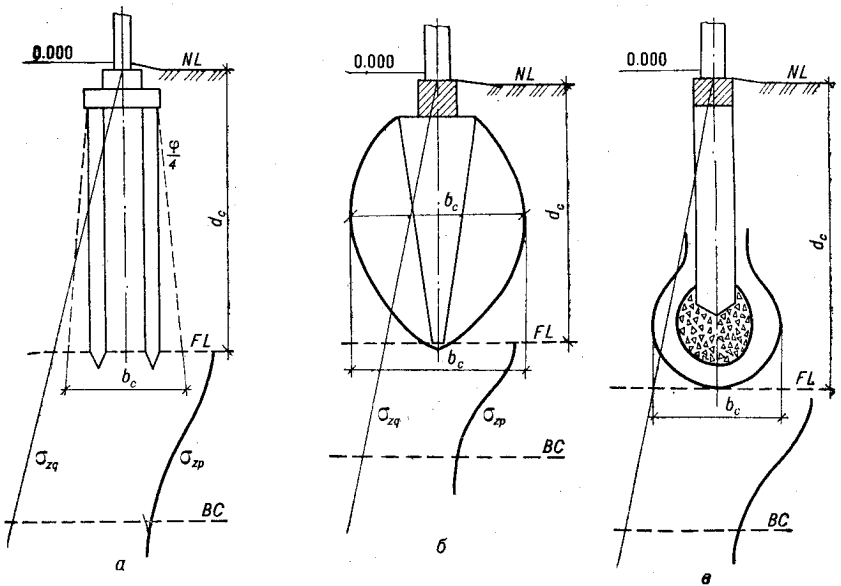


Рис. 12.28. Схеми для розрахунку осідання фундаментів:
 а — куша; б — пірамідальної палі; в — палі в пробитій свердловині

Звичайно перевірку фактичного навантаження проводять тільки для найбільш навантажених фундаментів, тобто для тих, які розміщені на найбільшій відстані від відповідних осей.

4.8. Розрахунок осідань одиночних фундаментів або їх кушів, споруджуваних без виймання ґрунту, виконують для умовного масиву ґрунт — фундамент. Зовнішні межі масиву визначаються за оцінкою параметрів зони впливу, а саме тієї її частини, в якій відбуваються структурні зміни в ґрунті (зони ущільнення). Для куша фундаментів приймають розрахункову схему, наведену на рис. 12.28, а, яка враховує особливості напруженого стану ґрунту при їхній сумісній роботі. На рис. 12.28, б показана розрахункова схема для визначення осідання одиночної пірамідальної палі.

Обрис меж зони ущільнення визначається поздовжнім профілем фундаменту. Приймають, що площа умовного фундаменту дорівнює площі кола діаметром, відповідним діаметру зони ущільнення. Підшву фундаменту приймають в рівні вістря палі. Аналогічно встановлюють розміри умовного масиву для фундаменту в пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з втрамбовуваним щебенем (рис. 12.28, в).

12.5. РІЗНОВИДИ ШТУЧНИХ ОСНОВ, СТВОРЮВАНИХ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

До групи фундаментів, що розглядається, належать також штучні основи, які влаштовують шляхом механічного ущільнення ґрунту в масиві. Динамічним способом ущільнюють пілвато-глинясті ґрунти (при ступені вологості $S_r \leq 0,7$) і піски від маловологих до водонасичених. Ущільнення водонасичених глинястих ґрунтів короткочасними навантаженнями неможливе через довгочасність процесу витіснення води з пор ґрунту.

Потрібну щільність ґрунту, який ущільнюють, визначають через щільність сухого ґрунту ρ_{dc} або через коефіцієнт ущільнення K_c :

$$K_c = \rho_{dc} / \rho_{d,max}, \quad (12.19)$$

де $\rho_{d,max}$ — максимальна щільність, т/м^3 , яку визначають приладом стандартного ущільнення при оптимальній вологості. Ущільнення ґрунту за методом стандартного ущільнення проводять $\rho_{d,T/M}$ трамбуванням при різній його вологості в приладі з об'ємом кільця 1000 см^3 . Ґрунт ущільнюють у три шари 40 ударами гирі масою 2,5 кг, що скидається з висоти 30 см. За результатами випробувань складають графік залежності щільності сухого ґрунту ρ_{dc} від вологості w (рис. 12.29). Згідно з графіком екстремуму відповідають максимальна щільність ґрунту $\rho_{d,max}$, який ущільнюють і оптимальна вологість w_o . Максимальна щільність ущільненого ґрунту відповідає найбіль-

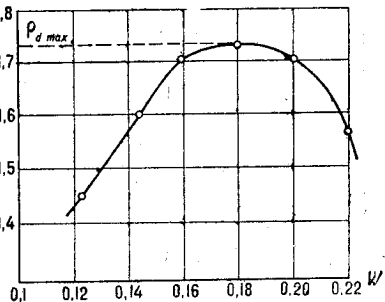


Рис. 12.29. Графік залежності щільності сухого ґрунту від вологості за результатами стандартного ущільнення

шому значенню щільності сухого ґрунту, яка досягається при прийнятих режимах і параметрах ущільнення. *Оптимальною вологістю* називають вологість, при якій одержують максимальну щільність ущільненого ґрунту при заданому режимі ущільнення.

При відсутності експериментальних даних оптимальну вологість рекомендується приймати рівною $\omega_0 = \omega_p = 0,01 \dots 0,03$, де ω_p — вологість на межі розкочування пилувато-глинястого ґрунту. Досвід показує, що при відхиленні вологості пилувато-глинястого ґрунту від оптимальної на $\pm 0,03$ число ударів (проходів) ущільнювальних машин по одному сліду повинно бути збільшено у два, а при $\pm 0,07$ — у три рази. Для пісків відхилення $\pm 0,06$ збільшує роботу ущільнення удвічі, а $\pm 0,14$ — утричі.

Для скорочення об'ємів непродуктивних робіт недоцільно насичувати ґрунти водою. Необхідну її кількість визначають за формулою

$$Q = V \rho_{dc} (1,1 \omega_0 + \omega), \quad (12.20)$$

де V — об'єм зволоження ґрунту; ρ_{dc} — середнє значення щільності сухого ущільненого ґрунту; ω_0 — оптимальна вологість; ω — природна вологість.

Коефіцієнт k_c залежно від призначення споруди і виду ґрунту приймають: для ґрунтових подушок — 0,96—0,98; для піщаних з однорідних пісків — 0,94—0,96; для підсіпок під підлоги — 0,98; для насипів, зворотних засіпок, на яких розміщені дороги і вимощення, — 0,95; для зворотних засіпок фундаментів — 0,9. Орієнтовні значення щільності сухого ґрунту при цьому повинні відповідати для пісків крупних і середніх $\rho_{dc} \geq 1,65$ т/м³; для пісків дрібних, супісків і суглинків $\rho_{dc} \geq 1,6$ т/м³.

Ущільнення ґрунтів важкими трамбівками здійснюють шляхом скидання трамбівки масою 2—6 т з розвинутою підшовою на поверхню ґрунту (рис. 12.30, а). Кількома ударами по одному сліду, а потім з частковим перекриттям слідів по площі досягають ущільнення ґрунту на глибину, приблизно рівну діаметру підшови трамбівки. Спосіб успішно використовується для поверхового ущільнення лесових просадочних ґрунтів. При виборі трамбівок ураховують вантажопідйомність базової машини і 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

$$h_0 = kb, \quad (12.21)$$

де k — коефіцієнт, що дорівнює відповідно для пісків — 1,3, супісків — 1,1, суглинків — 1 і глини — 0,9.

Масу трамбівки визначають з умови

$$M = \sigma_r A, \quad (12.22)$$

де σ_r — питомий статичний тиск трамбівки (відношення її ваги до площі її основи — A); повинен бути не менший для пісків —

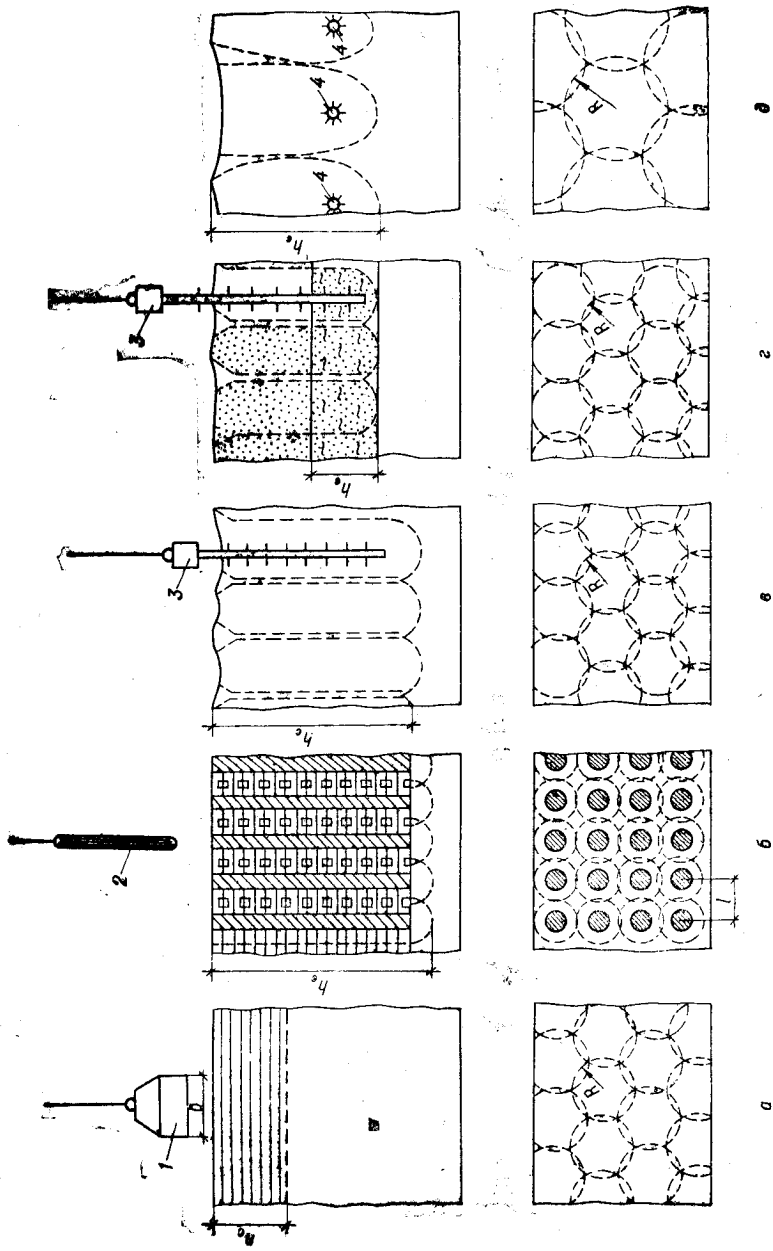


Рис. 12.30. Схема способів ущільнення ґрунту:
 а — важкими трамбівками; б — пробитими свердловинами; в, г — глибинним вібуваннями; д — вибухом; 1 — важка трамбівка; 2 — бівка; 3 — снаряд; 4 — заряд вибухової речовини

15 кПа, для пілувато-глинястих ґрунтів — 20 кПа. Маса круглої у плані трамбівки для ущільнення суглинків на глибину $h_c=1$ м при її діаметрі $b=1$ м повинна бути не менше 2 т. Кількість ударів трамбівки по одному сліду для досягнення необхідної щільності сухого ґрунту ρ_{dc} залежить від маси трамбівки (чим більша маса трамбівки, тим меншу кількість ударів виконують по одному сліду). Ущільнення ґрунтів супроводжується зменшенням їх поверхні. Цю величину необхідно враховувати при призначенні глибини відкопування котлована з недобором ґрунту

$$\Delta h = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{dc}}\right) \cdot h_c \cdot m_c, \quad (12.23)$$

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

При ущільненні ґрунтів важкими трамбівками критерієм є проектний відказ трамбівки (осідання трамбівки за один удар). Цю величину визначають у процесі дослідного трамбування. Вона орієнтовно становить: для пісків — 1 см, пілувато-глинястих 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 з пошаровим трамбуванням (рис. 12.30, б). У результаті навколо кожної свердловини утворюється зона ущільненого ґрунту діаметром, що в 2—4 рази перевищує діаметр свердловини. Група таких свердловин створює масив ущільненого непросадочного ґрунту з підвищеними механічними властивостями. Відстань між центрами свердловини l визначають за формулою

$$l = 0,95 b_p \sqrt{\frac{\rho_{dc}}{\rho_{dc} - \rho_d}}. \quad (12.24)$$

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

$$m = k_g A \rho_{dc} (1 + \omega), \quad (12.25)$$

де k_g — коефіцієнт, що враховує збільшення діаметра свердловини при втрамбуванні ґрунту; для супісків — 1,4, для суглинків і глин — 1,1; A — площа поперечного перерізу свердловини; ρ_{dc} — щільність сухого ґрунту, що його засипають у свердловину; приймається $\rho_{dc}=1,75$ т/м³; ω — вологість ґрунту, який засипають у свердловину.

Глибинне ущільнення ґрунтів з допомогою ґрунтових паль виконують з метою усунення просідання. Аналогічно проводять

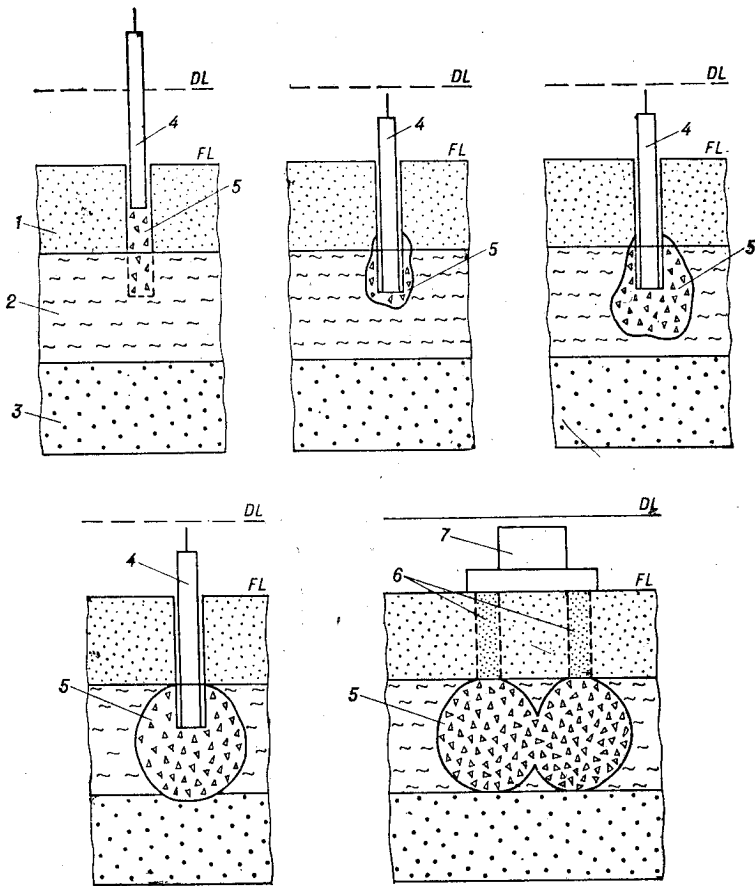


Рис. 12.31. Послідовність влаштування фундаменту на слабкому підстильному шарі, який укріплено втрамбуванням щебеню (пробивка свердловини, стадії втрамбування щебеню, влаштування фундаменту мілкою закладення): 1 — нам'ятий ґрунт; 2 — слабкий шар; 3 — підстильний шар; 4 — циліндрична трамбувка; 5 — порції щебеню; 6 — свердловини; 7 — фундамент

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 з вібратором (рис. 12.30, в). Ефективність методу підвищується у водонасичених пісках або при подаванні води в процесі ущільнення. У Київському інженерно-будівельному інституті запропоновано спосіб закріплення слабого водонасиченого ґрунту, який підстилає намив, шляхом транспортування піску намиву в слабкий шар вказаним снарядом (рис. 12.30, г). При цьому досягають підвищення ме-

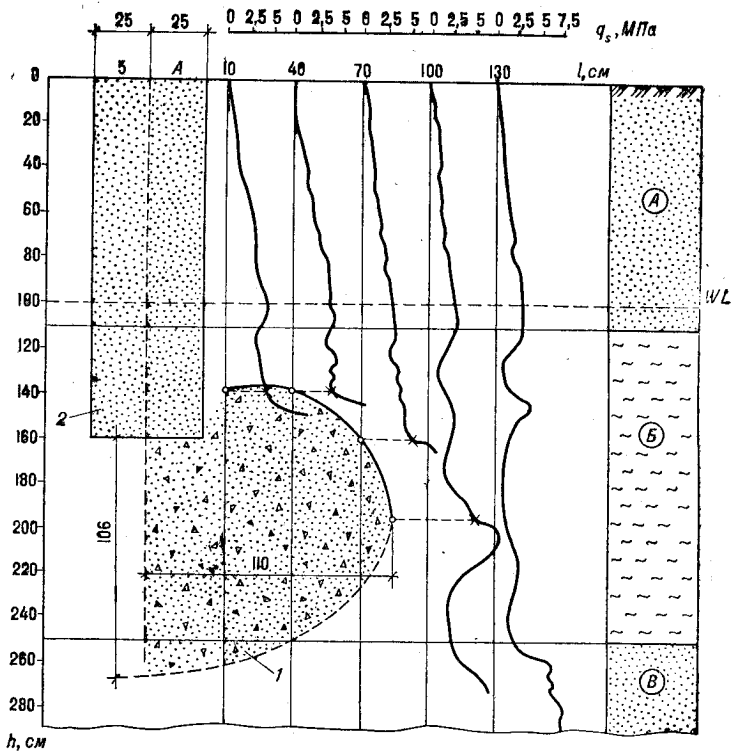


Рис. 12.32. Розріз пробитої свердловини з оточуючим простором:
 1 — зона проникнення щебеню; 2 — свердловина з піском; А — намів; Б — слабкий шар;
 В — нижній шар

ханічних властивостей слабого ґрунту, відпадає необхідність його прорізання фундаментами з паль.

Ущільнення ґрунтів вибухом (рис. 12.30, д) застосовують для водонасичених піщаних ґрунтів, гравію, гальки, щебеню і кам'яної накиді, а також попередньо насичених водою лесових просадочних ґрунтів. Для вибухового способу ущільнення ґрунтів характерні значна потужність розроблюваної товщі, можливість вибуху зарядів на будь-яких глибинах нижче 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 слід віднести необхідність виконання правил техніки безпеки і можливість впливу вибуху на існуючі будівлі і споруди.

Спосіб поліпшення слабого підстильного пласту ґрунту оснований на втрамбовуванні в ґрунт щебеню. З метою збереження земель, придатних для сільського господарства, під будів-

ництво відводять ділянки і з складними інженерно-геологічними умовами, часто в долинах річок, у межах міст і промислових зон. Будівництво тут ведуть після влаштування наміву, який нерідко перекриває відклади стариць і боліт. В результаті утворюються товщі ґрунтів, у яких під намитим піском залягають прошарки мулів, торфів та заторфованих ґрунтів. Потужність їх звичайно невелика, від 1 до 3 м, проте їх необхідно прорізати паями.

У Полтавському інженерно-будівельному інституті розроблено і впроваджено *спосіб посилення слабого водонасиченого шару*, який підстилає намів, шляхом утрамбовування щебеню через окремі свердловини. Спосіб полягає в тому, що в намитому піску влаштовують котлован на проектну позначку, яка відповідає підшві фундаменту мілко закладення. Потім з допомогою устаткування для влаштування пробитих свердловин у намитому піску пробивають свердловини до слабого шару і через них втрамбовують щебінь з метою витіснення слабого ґрунту. Після закінчення втрамбовування щебеню свердловину заповнюють піском з пошаровим ущільненням тією ж трамбівкою. На підготовлених таким чином основах споруджують фундамент мілко закладення. На рис. 12.31 показано технологію запропонованого способу.

Спосіб поліпшення властивостей слабого водонасиченого шару, який підстилає намів, оснований на формуванні в ньому зон з утрамбованого щебеню. Від їх властивостей і геометричних характеристик залежать міцність і деформативність основ фундаментів мілко закладення. Для дослідження зон утрамбовування щебеню було застосовано метод статичного зондування ґрунтів розширеним конічним наконечником (див. розділ 6).

На рис. 12.32 у розрізі показано пробиту свердловину з оточуючим простором, де в масштабі нанесені графіки статичного зондування з віддаленням від свердловини. На підставі таких досліджень встановлено, що зона проникнення щебеню має форму еліпсоїда обертання. Співвідношення півосей його залежить від товщини слабого шару при умові постійності об'єму втрамбованого щебеню. Пояснюється це розсіюванням щебеню в слаб-

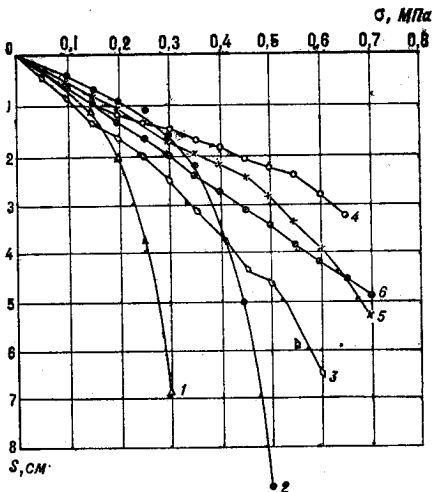


Рис. 12.33. Криві залежностей осідання від навантаження штампів, які встановлено:

1 — безпосередньо на слабкий шар; 2 — на намів до втрамбовування; 3 — між свердловинами; 4 — між свердловинами після укачування дна котлована чотирма прокодами автосамоскида; 5, 6 — за центром свердловини

кому ґрунті. Концентрація щегену підвищується з наближенням до осі пробитої свердловини.

Для оцінки ефективності запропонованого способу поліпшення ґрунтів у мікрорайоні Левада міста Полтави були проведені випробування статичним навантаженням жорсткого квадратного залізобетонного штампа площею 10 000 см². На рис. 12.33 нанесені залежності осідання від навантаження, встановлені як до поліпшення властивостей слабого шару, так і після нього. Згідно з результатами штампових випробувань утрамбовування щегену в слабкий шар змінює умови деформування основ так, що абсолютно безпечна перша стадія (ущільнення) проявляється при більших у 2—3 рази середніх тисках під подошвою штампа в порівнянні з даними випробувань ґрунтів природного складу. Це свідчить про підвищення надійності основ, поліпшених запропонованим способом.

Контрольні запитання та завдання для самостійної роботи

1. Перелічіть і покажіть принципові схеми різновидів забивних фундаментів з постійним перерізом ствола.
2. Перелічіть і покажіть принципові схеми різновидів забивних фундаментів з перемінним перерізом ствола.
3. Понажіть принципову схему дизель-молота.
4. Покажіть принципову схему копрової установки.
5. Покажіть принципову схему віброзанурювача.
6. Покажіть принципову схему вібромолота.
7. У яких випадках і як занурюють забивні фундаменти з підмивом?
8. У яких випадках і як занурюють забивні фундаменти в лідируючі свердловини?
9. Перелічіть і покажіть принципові схеми різновидів фундаментів, споруджуваних у попередньо влаштованій порожнині.
10. Покажіть схему влаштування галі «Компресоль».
11. Покажіть схему влаштування фундаментів у пробитих свердловинах з допомогою падаючої трамбівки.
12. Покажіть схему влаштування фундаментів у пробитих свердловинах з допомогою дизель-молота.
13. Покажіть схему влаштування опор ЛЕП з кінчною фундаментною частиною.
14. У чому полягає розрахунковий метод визначення несучої здатності фундаментів?
15. У чому полягає методика визначення несучої здатності фундаментів за даними зондування?
16. Як визначити несучу здатність фундаменту за даними статичних випробувань?
17. Як визначити несучу здатність фундаментів динамічним методом?
18. Як проявляється «помилковий відказ» при занурюванні паль у водонасичені глинясті ґрунти?
19. Як проявляється «помилковий відказ» при занурюванні паль у піски?
20. Як визначити мінімально допустиму відстань між сусідніми фундаментами?
21. Чим відрізняється робота окремого фундаменту і куца паль?
22. У чому полягає вертикальна прив'язка фундаменту на інженерно-геологічному розрізі?
23. Як перевірити фактичне навантаження на фундамент?
24. Як визначити осідання куца або окремого фундаменту, що споруджується без виймання ґрунту?

25. Якими параметрами оцінюється ущільнення ґрунту?
26. Покажіть принципову схему ущільнення ґрунтів важкими трамбівками?
27. Покажіть принципову схему глибинного ущільнення ґрунтів пробитими свердловинами.
28. Покажіть принципову схему ущільнення пісків глибинним вібруванням.
29. Покажіть принципову схему ущільнення ґрунтів енергією вибуху.
30. Покажіть принципову схему способу поліпшення слабкого підстильного шару шляхом втрамбування щебеню.

13. ШТУЧНІ ОСНОВИ, ЯКІ СТВОРЮЮТЬСЯ З ДОПОМОГОЮ ФІЗИКО-ХІМІЧНИХ ПРОЦЕСІВ

У практиці будівельні об'єкти доводиться іноді споруджувати на таких ділянках, де на значну глибину від поверхні залягають слабкі ґрунти. На них спирати фундаменти мілкого закладення можна після створення штучної основи з допомогою різних фізико-хімічних процесів. До цих процесів належать прийоми, які полягають у нагнітанні в основу розчину рідкого скла (силікату натрію), синтетичних смол, цементного розчину, бітумної емульсії. Після тужавіння введеного матеріалу утворюються штучні основи, які мають значно кращі будівельні якості. Створене суцільне тіло за своїми властивостями нагадує скельний ґрунт, міцність якого не тільки не зменшується з часом, а навіть зростає.

Досить поширена термічна обробка лесових ґрунтів, яка веде до створення міцної основи, властивості якої подібні до властивостей звичайної цегли.

Нарешті, закріплення слабкого водонасиченого ґрунту можливе за рахунок збезводнювання його з допомогою вертикальних дрен, водозниження, а також електрохімічного впливу. Останній сприяє також закріпленню породи.

Перелічені прийоми не завжди можна застосувати. Їх використовують згідно з ретельним обґрунтуванням та техніко-економічним аналізом. Необхідно також мати на увазі, що нагнітання деяких хімічних речовин у геологічне середовище може значно погіршити екологічний стан.

13.1. ПОЛІПШЕННЯ ҐРУНТУ НАГНІТАННЯМ В'ЯЖУЧОЇ РЕЧОВИНИ

Найбільше поширення в практиці будівництва одержала однорозчинна або дворозчинна *силікатизація*, тобто нагнітання в ґрунт розчинів, які в своєму складі містять силікат натрію (рідке скло).

Якоюсь мірою силікатизація нагадує процес, що виникає у природних умовах при створенні пісковиків.

Однорозчинну силікатизацію в лесових ґрунтах запропонував В. В. Аскалонов. Пізніше технологію процесу силікатизації вдосконалили В. Є. Соколов, А. А. Акимов. Вони поширили застосування прийому на закріплення пливунів та влаштування протифільтраційних запон.

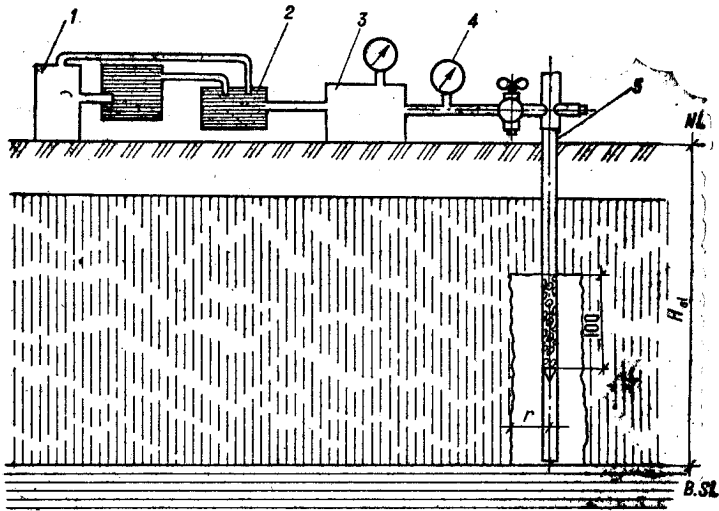


Рис. 13.1. Схема силікації ґрунту:

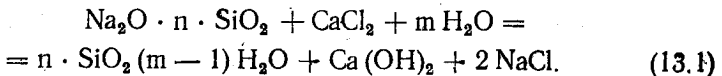
1 — паровий котел; 2 — місткість для приготування розчину; 3 — насос для нагнітання розчину в ґрунт; 4 — регістратор тиску; 5 — ін'єктор для подачі розчину в основу; r — радіус закріплення ґрунту

Силікація полягає в закачуванні в ґрунт через ін'єктори — металеві перфоровані труби, які змонтовані з ланок 1—1,5 м завдовжки та діаметром 38 мм, рідкого розчину силікату натрію з добавкою фосфорної кислоти (рис. 13.1).

Взаємодія силікату натрію з сіллю типу хлориду кальцію, яка міститься в природному ґрунті, призводить до створення гелю кремнієвої кислоти. Останній з часом тужавіє. Через 28 діб міцність штучно створеного матеріалу досягає 0,4—1,5 МПа.

Найбільший ефект використання такого прийому виникає при закріпленні лесового ґрунту з коефіцієнтом фільтрації більшим за 2 м/добу.

При дворозчинній силікації, яка була запропонована професором Б. О. Ржаніциним у 1929 р., через ін'єктори під тиском 0,2—0,3 МПа по черзі нагнітають розчини рідкого скла ($\text{Na}_2\text{O} \cdot n \cdot \text{SiO}_2$) і хлориду кальцію (CaCl_2). Такий метод використовують для закріплення пісків. Реакція закріплення має вигляд



Перший член правої частини формули — гелі кремнієвої кислоти.

Для закріплення лесового ґрунту використовують також газову силікацію, при якій крім закачування розчину рідкого скла через ін'єктори в ґрунт нагнітають **вуглекислий газ**,

Останній сприяє швидкому та повному тужавінню закріпленої маси ґрунту.

Залежно від технологічної схеми, ін'єктори розташовуються вертикально, похило або навіть горизонтально щодо поверхні ґрунту. Глибина закріплення залежить від ґрунтових умов та особливостей будівель. Нагнітання закріплювача (силікату натрію) починають зверху, а розчину для тужавіння маси (хлористого кальцію) під час зворотного руху ін'єкторів — знизу.

Закріплення ґрунту з 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.

Розміри підшви фундаментів встановлюють за формулою (10.1), де розрахунковий опір визначають за показниками міцності f_{II} та c_{II} для силікатизованого ґрунту. Ці показники розраховують після статистичної обробки результатів лабораторних випробувань зразків на зсув або за таблицею залежно від міцності кубиків силікатизованого ґрунту у віці 28 діб.

Прикладом однорозчинної силікатизації лесового ґрунту в Україні є роботи, виконувані в 1955 р. в основі фундаментів Одеського оперного театру. Ця унікальна будова висотою близько 30 м була споруджена в 1887 р. на ділянці, яка мала значний уклон у бік Чорного моря. Уже через кілька років після спорудження виникли деформації основи, які з часом досягли в різних місцях 20—35 см. Було прийнято рішення силікатизувати лесовий ґрунт загальним обсягом 15,4 тис. м³. Глибина закріплення коливалась від 4 до 11 м. Разом було використано близько 5400 м³ рідкого скла, яке нагнітали через 2250 ін'єкційних точок загальною довжиною 21 600 м. Фактична вартість робіт досягла 5,8 млн крб.

Визначення міцності закріпленого ґрунту через тридцять років після завершення силікатизації показало, що вона в різних місцях коливається від 1,8 до 2,5 МПа. Деформації основи припинилися.

Смолізація, тобто нагнітання в ґрунт карбамідної смоли з соляною або щавлевою кислотою, використовується для закріплення піщаного ґрунту різної крупності. 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 під час смолізації коливається від 0,3 до 1 м. Між ін'єкторами відстань приймається $l_d = (1,5...1,7) r$. Таке розміщення ін'єкторів дає можливість створити суцільне закріплення масиву як при смолізації, так і при силікатизації ґрунту.

Для закріплення ґрунту, який має велику водопроникність (вивітрілі скельові породи, гравій, галька, гравелісти та крупні піски), іноді застосовують цементацію. Вона полягає в нагні-

танні в ґрунт суміші цементу, води та добавок у вигляді дрібно-го піску, кам'яного борошна, іноді бентонітової глини, а також хімічних речовин для прискорення або, навпаки, сповільнення тужавіння розчину.

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

Якщо виникло вилугування розчину в конструкції існуючого фундаменту, то для підвищення його міцності через похилі шпури і ін'єктори у фундамент під тиском 0,2—0,6 МПа подають цементний розчин, який проходить у порожнини і заповнює їх. Після тужавіння розчину міцність фундаменту підвищується, а водопроникність зменшується. Залежно від мети цементування на одну частину цементу беруть 10—50 частин (за масою) води.

Для зниження водопроникності масиву іноді застосовують нагнітання розплавленого бітуму або бітумної емульсії в скельову 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 з допомогою електроструму.

Закачування бітумної емульсії такого обігрівання не потребує. Бітумізацію використовують також для утворення водонепроникних завіс.

13.2. ТЕРМІЧНА ОБРОБКА ГРУНТУ

У 1934 році М. О. Осташев запропонував для закріплення ґрунту використовувати нагріте до температури $+300$ — 500 °С повітря, яке нагнітається під тиском у свердловини. Пізніше роботу над цим способом продовжив проф. І. М. Литвинов. У сучасному будівництві термічну обробку застосовують у товщах лесових ґрунтів, які віднесено до ґрунтових умов II типу, для усунення просідання перед будівництвом об'єктів або для ліквідації аварійного стану існуючих споруд.

Суть термічного закріплення ґрунту полягає в спалюванні рідкого, твердого або газоподібного палива, яке через форсунку під тиском подають у заздалегідь пробурені свердловини. Одночасно в свердловину з 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 продовжується протягом 5—10 діб з регулюванням рівня тиску та місця обмежуючого сальника в свердло-

вині. У кінці процесу створюється стовп випаленого ґрунту діаметром 1,5—3 м. Найбільша висота стовпа—18—19 м.

Дуже важливо постійно підтримувати ефективну температуру в зоні випалення. Якщо вона буде нижчою ніж +300—400 °С, то усунення просадочності не відбудеться. Якщо температура буде вищою за +900 °С, то виникне спікання ґрунту та спливання його вниз по стінках свердловини.

В Україні цей засіб закріплення ґрунту широко використовувався в Дніпропетровську, Запоріжжі, Нікополі. Так, у 1956 р. були закріплені основи трьох 100-метрових димових труб та коксових батарей на глибині 11—12 м нижче підосви фундаменту. За роки їх дальшої експлуатації, незважаючи на значне підвищення рівня ґрунтової води, осідання не перевищило 40 мм.

Термічне закріплення ґрунту успішно було застосоване під час будівництва обласної друкарні, шкіл, універмагу «Україна». На рис. 13.2 показана принципова схема термічного закріплення.

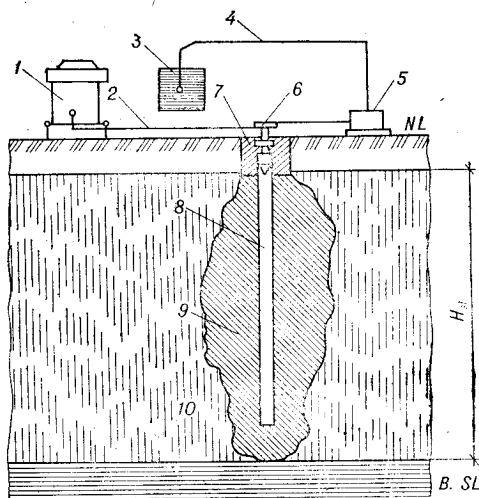


Рис. 13.2. Схема термічного закріплення лесового ґрунту:

1 — компресор; 2 — труборівід холодного повітря; 3 — місткість для пального; 4 — труборівід для пального; 5 — насос для нагнітання пального; 6 — форсунка; 7 — кам'яна згоряння; 8 — свердловина; 9 — зона термічного випалення лесового ґрунту; 10 — лесовий ґрунт

13.3. ЕЛЕКТРОХІМІЧНЕ ЗАКРІПЛЕННЯ ГРУНТУ

Якщо коефіцієнт фільтрації слабкого ґрунту менший за 0,2 м/добу, застосувати силікатизацію неможливо, як і інші з розглянутих вище прийомів закріплення. Відомо, що при пропусканні через ґрунт постійного електричного струму виникає рух вільної та зв'язаної води від позитивного електрода (анода) до негативного (катода). Це явище одержало назву *електроосмосу*. Якщо відкачувати воду, яка 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 пилувато-глинясті ґрунти з малими коефіцієнтами фільтрації, з яких інакше

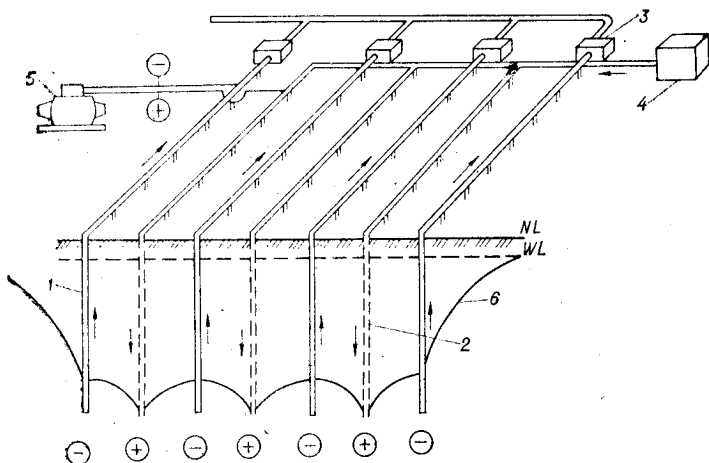


Рис. 13.3. Осушення та електрохімічне закріплення ґрунту:
 1 — голкофільтри (катооди); 2 — ін'єктори для нагнітання солевих розчинів (анооди); 3 — насоси для відкачування ґрунтової води; 4 — насоси для нагнітання розчину; 5 — генератор постійного струму; 6 — депресійна крива

відкачати ґрунтову воду неможливо. На рис. 13.3 показана схема обладнання для використання явища електроосмосу.

Удосконалюючи таку схему, можна і позитивні електроди (анооди) зробити перфорованими і нагнітати через них у ґрунт рідке скло та хлорид кальцію. Одночасно з рухом ґрунтової води в цьому випадку відбувається закріплення ґрунту. Відстань між електродами приймається така ж, як і для електроосмосу, а щільність струму визначається дослідним шляхом.

13.4. ПРОМОРОЖУВАННЯ ҐРУНТУ

З давніх часів розроблення водонасиченого ґрунту без відкачування ґрунтової води ведуть узимку після настання стійкого морозу. На відведеній для будівництва ділянці заздалегідь видаляють шар ґрунту до рівня ґрунтової води. Після проморожування ґрунту на деяку глибину його розроблюють окремими ділянками з перегородками з ґрунту між ділянками. Такий захід зміцнює шар ґрунту, який добре протидіє гідростатичному тиску води. Швидкість розроблення залежить від швидкості проморожування, яка становить приблизно 5—10 см за добу при середніх морозах від -10 до 20°C .

Швидкість приморожування можна дещо підвищити, якщо в котлован нагнітати холодне повітря.

Під час будівництва шахт, метрополітену, великих опускних колодязів розроблення ґрунту часто доводиться вести нижче рівня підземних вод. У цьому випадку для припинення проникнення води в підземну споруду влаштовують тимчасову льодо-

грунтову стінку. Першу успішну спробу штучного проморожування ґрунту зробили ще в XIX ст.

Штучне проморожування виконують у такій послідовності. По периметру споруди пробурюють свердловини, куди опускають зовнішні проморожувальні труби, закриті знизу. У зовнішню трубу вміщують живильну трубу діаметром 25—38 мм, яка знизу має отвір. Через живильні труби з холодильної машини в зовнішні труби подають охолоджений розсіл. Пересуваючись угору, розсіл охолоджує стінки зовнішніх труб та ґрунт і знову спрямовується до холодильного обладнання. Проморожена льодогрунтова стінка створюється поступово з окремих циліндрів, діаметр яких зростає в міру роботи холодильних машин. У будівництві поширені аміачні холодильні машини з холодоносієм — розчином хлористого кальцію.

Під час будівництва вестибюля станції метро в Києві, який треба було спорудити в шарі водонасиченого суглинку та піску, була застосована подвійна льодогрунтова стіна з діаметром зовнішньої стінки 30,6 м, а внутрішньої — 26,6 м. Відстань між свердловинами становила 2 м, глибина свердловин — 55,5 м. Загальна кількість свердловин 96 з довжиною 6216 м. Після створення льодогрунтової стіни ґрунт розробляли відкритим способом з допомогою звичайного екскаватора.

13.5. ЗБЕЗВОДНЮВАННЯ ГРУНТУ

При здійсненні водозниження в слабких водонасичених ґрунтах можливе поступове ущільнення водоносного шару. Пояснити таке ущільнення можна, якщо згадати, що в піщаних та деяких пілувато-глинястих ґрунтах, які лежать нижче рівня підземної води, існує так звана виважена дія води. З урахуванням виваженої дії питомої ваги ґрунту можна наближено встановити за формулою

$$\gamma_{sb} = \gamma - 10, \quad (13.2)$$

де 10 — питома вага води, кН/м³.

Таким чином, якщо на будівельному майданчику влаштувати водозниження, то осушення масиву буде супроводжуватися його компресійним самоущільненням. Швидкість такого самоущільнення залежатиме від швидкості відкачування.

Слід мати на увазі, що в пілувато-глинястих ґрунтах з малим коефіцієнтом фільтрації процес самоущільнення може тривати десятиліттями. Це стосується насамперед дуже пористих водонасичених глин та суглинків, а також торфів. Для прискорення ущільнення таких ґрунтів використовують додаткове навантаження шару слабого водонасиченого ґрунту насипом з влаштуванням водозбірних дрен (рис. 13.4).

Дренування полягає в створенні штучних пор для руху ґрунтової води в завчасно передбаченому напрямі (у більшості випадків — вгору). Для цього поверхню ділянки планують зі схи-

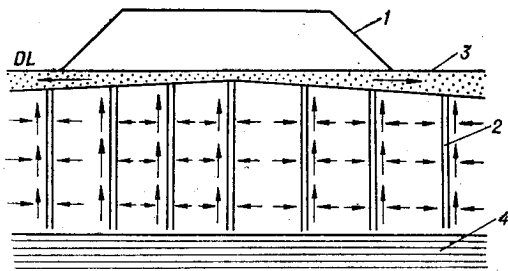


Рис. 13.4. Схема уцільнення водонасиченого ґрунту з допомогою штучних дренажів та з використанням додаткового навантаження:

1 — додаткове навантаження насипом; 2 — вертикальні дренажі; 3 — піщаний дренаж; 4 — щільний підстильний ґрунт

90%-ної консолідації деформацій основ або залежно від строку уцільнення ґрунту будівельного майданчика. Дренажі розміщують у вершинах квадратів або рівнобічних трикутників з відстанями між піщаними стовпами 1,5—3 м, а між дренажами заводського виготовлення — 0,5—2 м.

Далі з місцевого ґрунту влаштовують штучний насип, який являє собою навантаження товщі слабого ґрунту, що спричинює в ґрунтовій воді поровий тиск, а потім і рух води по палях або дренажах угору і по фільтруючому шару за межі ділянки. В міру витиснення води поступово відбувається уцільнення.

Проф. М. Ю. Абелев, який запропонував такий метод і теорію роботи дренажних основ, указав, що його доцільно використовувати при невеликих структурній міцності слабого ґрунту та початковому градієнті напору підземної води.

Контрольні запитання та завдання для самостійної роботи

1. Суть та межа застосування однорозчинної силікатизації основ.
2. Суть та межа застосування дворозчинної силікатизації основ.
3. Цементация основ або фундаментів.
4. Бітумізація основ.
5. Термічна обробка ґрунту.
6. Електрохімічне закріплення ґрунту.
7. Проморожування ґрунту.
8. Використання піщаних стовпів та дренажів для збезводнювання ґрунту.

14. ФУНДАМЕНТИ ПІД МАШИНИ З ДИНАМІЧНИМ НАВАНТАЖЕННЯМ

14.1. КЛАСИФІКАЦІЯ МАШИН З ДИНАМІЧНИМ НАВАНТАЖЕННЯМ

Під час роботи машин з незрівноваженими рухомими частинами виникають динамічні сили, які викликають коливання фундаментів під машинами, а також масивів ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаментів.

Поодинокі ударні імпульси викликають вільні коливання ґрунту, які поступово затухають з віддаленням від джерела коливань. Затухання оцінюються з допомогою показника демпфирования. Періодичні імпульси викликають вимушені коливання. Найбільший вплив на коливання фундаментів та їх основ має робота низькочастотних неврівноважених машин та механізмів, які збуджують коливання з частотами, близькими до власних коливань будівельних конструкцій.

За класифікацією проф. О. О. Савинова за характером динамічного впливу машини поділено на дві групи: періодичної та неперіодичної дії.

До першої групи віднесено машини, у яких видами головного руху є рівномірне обертання, рівномірне обертання та пов'язаний з ним зворотно-обертальний рух, який завершується періодичними ударами.

До другої групи віднесено машини, у яких видами головного руху є нерівномірне обертання, зворотно-обертальний рух, який завершується окремими ударами.

Машини періодичної дії — це електродвигуни, мотор-генератори, турбогенератори з рівномірним обертанням, компресори, насоси, двигуни внутрішнього згорання, пилорами з рівномірним обертанням та пов'язаним з ним зворотно-поступальним рухом, вібраційно-ударні машини із зворотно-поступальним рухом, який завершується безперервними ударами.

Машини неперіодичної дії — це електродвигуни прокатних станів з нерівномірним обертанням або зворотно-поступальним рухом, молоти кувальні та штампувальні, копрове обладнання, млинові установки, які викликають переміщення матеріалу та передають на фундамент випадкове навантаження.

14.2. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ ПІД МАШИНИ

Конструкція фундаменту під машину повинна забезпечувати зручний монтаж механізмів, надійне закріплення та вдале розташування машини. Фундамент повинен бути міцним, стійким та витривалим, виключати розвиток неприпустимих осідань, коливань та їх шкідливий вплив на роботу людей, будівельних конструкцій і саму машину. Тому фундаменти під машину розраховують як на статичні, так і на динамічні навантаження за двома групами граничних станів.

За першою групою граничних станів виконуються: перевірка середнього тиску під подошвою фундаменту на природних основах або несучої здатності основ для пільових фундаментів, якщо в конструкції фундаменту використані палі; розрахунок міцності окремих елементів конструкції фундаменту залізобетонної або бетонної конструкції.

За другою групою граничних станів виконуються: визначення осідання та крену фундаменту;

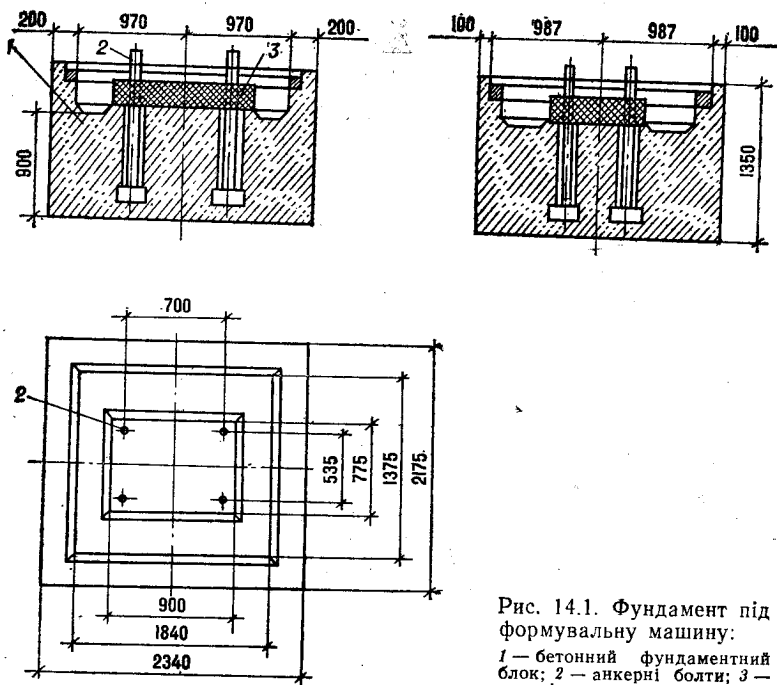


Рис. 14.1. Фундамент під формувальну машину:
 1 — бетонний фундаментний блок; 2 — анкерні болти; 3 — дерев'яна прокладка

визначення амплітуди коливань фундаменту.

Найчастіше матеріалом для влаштування фундаментів під машини є монолітний залізобетон або бетон (рис. 14.1). Лише машини періодичної дії встановлюють на збірно-монолітні або збірні фундаменти.

Масивні або рамні фундаменти армують конструктивно, а іноді взагалі не армують, якщо їх влаштовують під машини малої потужності з незначним динамічним навантаженням.

Для монолітних та збірно-монолітних фундаментів приймають клас бетону за міцністю на стиснення не нижче В 12,5, а для збірних — не нижче В 15. Для неармованих фундаментів можна використовувати бетон класу В 7,5, а у випадку одночасного впливу на фундамент динамічного навантаження та підвищеної температури — не нижче В 15.

Значення динамічного та частково статичного навантаження, як правило, наведені виготовлювачем машини в технічному завданні на проектування фундаменту.

Згідно з указаннями норм проектування фундаментів машин з динамічним навантаженням (СНиП 2.02.05-87), завдання на проектування додатково до звичайних даних повинно містити такі відомості: технічну характеристику машини; величину, місце прикладення та напрями статичного і динамічного навантаження; комунікації, які примикають до фундаменту, тощо.

У відповідних розділах норм залежно від типу машин наведено перелік додаткових відомостей для проектування фундаментів під машини.

Фундаменти машин та їх основи розраховують за двома групами граничних станів: за несучою здатністю та за деформаціями (коливаннями, прогинами, осіданнями), які утруднюють нормальну експлуатацію машин та обладнання або сусідніх об'єктів, чуттєвих до вібрації.

Перевірку тиску під подошвою фундаменту виконують від навантаження, яке складається з ваги фундаменту і машини.

Умова розрахунку

$$P \leq \gamma_{co} \gamma_{c1} R, \quad (14.1)$$

де P — середній тиск на основу під подошвою фундаменту від розрахункового статичного навантаження, кПа; γ_{co} — коефіцієнт умов роботи основи, який враховує характер динамічного впливу та тип машини, визначається з табл. 14.1; γ_{c1} — коефіцієнт умов роботи основи, який враховує можливість виникнення тривалої деформації при дії динамічного навантаження (табл. 14.1); R — розрахунковий опір основи за формулою (10.1).

Таблиця 14.1 Значення коефіцієнтів γ_{co} та γ_{c1}

Машини	γ_{co}	γ_{c1}
Машини:		
з обертовими частинами	0,8	0,7/1
з кривошипно-шатунними механізмами	1	0,6/1
Ковальські молоти	0,5	0,8/1
Формувальні машини	0,5	0,7/1
Дробарки	0,8	0,7/1
Преси	1	1
Млинові установки	0,8	0,7/1
Прокатні стани	1	1

Примітка. У чисельнику наведено значення, які використовують, коли основою фундаменту є водонасичені дрібні та пилуваті піски або пилувато-глинясті ґрунти з показником текучості $I_L > 1$.

Несучу здатність палі (висячої або стояка) з урахуванням динамічного впливу визначають за формулою

$$F'_d = \gamma_p \gamma_{1p} F_d, \quad (14.2)$$

де F_d — несуча здатність палі в статичних умовах за указаннями СНиП 2.02.03-85; γ_p ; γ_{1p} — коефіцієнти умов роботи ґрунту в основі пального фундаменту, які приймаються залежно від типу палі та ґрунту 0,7—1.

Міцність елементів конструкцій фундаменту розраховують за загальними правилами, встановленими нормами проектування бетонних та залізобетонних конструкцій, на розрахункове навантаження від ваги фундаменту, машини, допоміжного обладнання, ґрунтового засипання, а також на розрахункові статичні

навантаження, які еквівалентні найбільшому впливу машини (нормативне навантаження, помножене на коефіцієнт перевантаження $n=1, 2...4$).

Осідання та крен (прогин) фундаменту під машини розраховують в окремих випадках для відповідальних споруд, наприклад фундаменту турбоагрегату або верстата, якщо в завданні є технологічні вимоги, які обмежують деформації основи.

Деформації основи фундаментів під машини визначають з використанням розрахункової схеми пружного лінійно деформованого напівпростору або шару кінцевої товщини. Характеристики ґрунту встановлюють згідно з указаннями СНиП 2.02.01-83 (модуль деформації, коефіцієнт Пуассона тощо).

Особливо важливим при проектуванні фундаментів під машини є розрахунок амплітуди коливань. Навіть при відсутності резонансу амплітуда коливань фундаменту може виявитися неприпустимо великою, а вібрація, сила якої залежить від амплітуди, шкідливою для людей, будівельних конструкцій або технології того чи іншого виробництва. Для визначення амплітуди коливання фундаменту від динамічного навантаження фундамент разом з машиною розглядають як цілком жорстку масу, що спирається на пружну основу. Можна вважати, що основа працює як звичайні спіральні пружини.

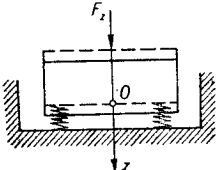
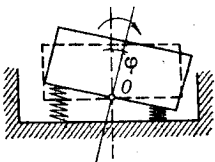
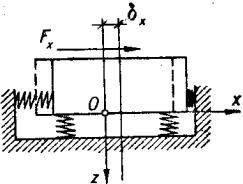
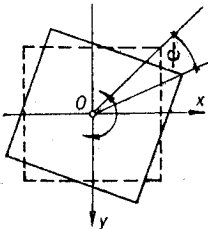
Фундамент має шість ступенів свободи, поздовжні (відносно осей x, y, z) та обертові (навколо осей x, y, z) види коливань, яким відповідають такі пружні переміщення основи (табл. 14.2): рівномірне стиснення від дії вертикальної складової (вісь z); рівномірний зсув від дії горизонтальної складової (осі x, y); нерівномірне стиснення від одночасної дії вертикальної та горизонтальної складових, які викликають поворот відносно горизонтальної осі; нерівномірний зсув від дії горизонтальних складових, які викликають поворот фундаменту відносно вертикальної осі.

У зв'язку з цим виникає необхідність розрахунку фундаменту на вертикальні, горизонтальні або обертові коливання відносно однієї з горизонтальних осей, а іноді на одночасну дію горизонтального навантаження та моментів у вертикальній площині. Цей принцип використовують для розрахунку амплітуди коливань фундаментів під машини періодичної дії.

Розрахунок фундаментів під машини з імпульсним навантаженням потребує визначення амплітуди вертикальних коливань.

У розрахунках використовують параметри, які характеризують особливості пружної основи. Це перш за все коефіцієнти деформацій C_z, C_ϕ, C_x, C_y . Головним з них є коефіцієнт пружного рівномірного стиснення C_z . Його визначають за формулою, наведеною в табл. 14.2, залежно від площі підшви фундаменту $A, \text{ м}^2$; модуля деформації, який встановлено за результатами штампових випробувань $E, \text{ МПа}$, коефіцієнта $b_0, \text{ м}^{-1}$ ($b_0=1,0...1,5$) при $A_0=10 \text{ м}^2$. Інші коефіцієнти деформацій розраховують за значенням C_z (табл. 14.2).

Таблиця 14.2 Види деформації фундаментів під машини та показники цих деформацій

Вид деформації	Розрахункова схема	Коефіцієнти		
		виду деформації	жорсткості природної основи	демпфірування
Рівномірне стиснення		$C_z = b_0 E \times \left(1 + \sqrt{\frac{A_0}{A}} \right)$	$K_z = C_z \cdot A$	$\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{P}}$ $\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z \cdot P}}$
Нерівномірне стиснення		$C_\varphi = 2 C_z$	$K_\varphi = C_\varphi \cdot I_\varphi$	$\xi_\varphi = 0,5 \cdot \xi_z$
Рівномірний зсув		$C_x = 0,7 C_z$	$K_x = C_x \cdot A$	$\xi_x = 0,6 \xi_z$
Нерівномірний зсув		$C_\psi = C_z$	$K_\psi = C_\psi \cdot I_\psi$	$\xi_\psi = 0,3 \xi_z$

Крім цих параметрів, визначають коефіцієнти жорсткості, які залежать від геометричних характеристик фундаменту, а також характеристики, які враховують втрати енергії, тобто коефіцієнти демпфірування. Останні, згідно з теорією в'язкого опору, залежать, як і коефіцієнти жорсткості природних основ, від властивостей ґрунту, габаритів підшови фундаменту (табл. 14.2).

Розрахункові амплітуди коливань фундаментів не повинні бути більшими, ніж гранично допустимі амплітуди коливань фундаменту, які встановлено за багаторічним досвідом експлуатації машин різних типів (табл. 14.3).

Таблиця 14.3 Гранично допустимі амплітуди коливань фундаментів під машини

Машини	A_{adm} , мм
Машини з обертовими частинами при частоті обертання, хв^{-1} :	
< 500	0,2
500—750	0,15
750—1000	0,1
> 1000	Згідно з завданням
Машини з кривошипно-шатунними механізмами при частоті обертання, хв^{-1} :	
> 600	0,1/0,05
600—400	0,1—0,15/0,07
400—200	0,15—0,25/0,1
< 200	0,25/0,15
Дробарки (шокові, конусні, молоткові)	0,3
Кувальні молоти на водонасиченому піску або дрібному чи пілуватому маловологому піску на інших ґрунтах	0,8 1,2
Преси	0,25
Формувальні машини ливарного виробництва	0,5
Формувальні машини для виробництва збірного залізобетону	Згідно з санітарними нормами
Млинове устаткування	0,1
Примітка. У чисельнику наведені значення амплітуд 1-ї гармоніки, а у знаменнику — 2-ї.	

Таким чином, обов'язкова умова розрахунку фундаментів під машини, під час роботи яких виникають коливання,

$$A \leq A_{adm} \quad (14.3)$$

де A — амплітуда коливань за розрахунком, мм; A_{adm} — гранично допустима амплітуда коливань; встановлюється за указаннями табл. 14.3, мм.

Розглянемо метод визначення амплітуди вертикальних коливань масивного фундаменту під машину з обертовими частинами. Вона складається з двох членів: A_z — вертикальної амплітуди коливань від центрального навантаження і A'_z — вертикальної частини амплітуди коливань повороту фундаменту від позacentрового навантаження:

$$A = A_z + A'_z \quad (14.4)$$

Окремі члени виразу (14.4) визначають за формулами

$$A_z = \frac{F_v}{K_z \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\lambda_z}\right)^2\right]^2 + 4 \xi_z^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_z}\right)^2}}; \quad (14.5)$$

$$A'_z = \frac{F_x \cdot e l \beta}{2 K_x h_1^2} \sqrt{\frac{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2\right]^2 + 4 \xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2}{\Omega_1^2 + 4 \xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \Omega_2^2}}; \quad (14.6)$$

де F_v — розрахункове вертикальне збурююче навантаження, кН; e — ексцентриситет прикладення навантаження F_v , м; K_z ; K_x ; ξ_z ; ξ_x — коефіцієнти жорсткості відповідно основи та демпфірування, які визначають згідно з табл. 14.2; ω — колова частота обертання машини, хв^{-1} , яку визначають за формулою

$$\omega = 0,105 n; \quad (14.7)$$

тут n — частота обертання машини, хв^{-1} ; λ_z ; λ_x — колові частоти коливань фундаменту, хв^{-1} відповідно власних вертикальних коливань фундаменту та горизонтальних:

$$\lambda_z = \sqrt{K_z/m_n}; \quad \lambda_x = \sqrt{K_x/m_n}; \quad (14.8)$$

тут m_n — загальна маса всієї установки, т; l — довжина фундаменту, м;

$$\beta = h_1^2 m_n / \theta, \quad (14.9)$$

тут h_1 — відстань від центра маси установки до підшви фундаменту, м; θ — момент інерції маси всієї установки відносно осі, що проходить через загальний центр ваги перпендикулярно до площини коливань, м^4 .

Безрозмірні параметри Ω_1 та Ω_2 визначають за формулами (14.10) та (14.11). Вони залежать від колових частот коливань фундаменту, розмірів фундаменту, а також властивостей ґрунту, на який фундамент опирається:

$$\Omega_2 = \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^4 + (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x}\right)^2 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \left[1 + \left(\frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x}\right)^2 + 4 \xi_x \cdot \xi_\varphi \frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x} \right] \right\}; \quad (14.10)$$

$$\Omega_2 = (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x}\right)^2 + \frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x} \cdot \frac{\xi_\varphi}{\xi_x} - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \left[1 + \frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x} \cdot \frac{\xi_\varphi}{\xi_x} \right] \right\}. \quad (14.11)$$

Амплітуду коливань фундаментів машин неперіодичної дії з імпульсним центральним навантаженням визначають за формулою

$$A_z = \frac{(1 + \varepsilon) V Q_0}{(1 + 1,67 \xi_z) \cdot \lambda_z Q}, \quad (14.12)$$

де ε — коефіцієнт відновлення швидкості удару, який залежить від матеріалу, який обробляють під час штампування або кування (для сталевих виробів $\varepsilon = 0,5$, для кольорових металів $\varepsilon = 0$); V — швидкість падаючих частин на початку удару, м/хв , яку приймають за даними заводу-постачальника або розраховують; Q_0 і Q — відповідно розрахункова вага падаючої частини машини і розрахункова загальна вага фундаменту, машини, а також засипки, розміщеної на уступах фундаменту, кН.

Якщо має місце позацентрове завантаження фундаменту, слід урахувувати додаткову амплітуду коливань, і тоді загальну амплітуду визначають за виразом (14.4), де

$$A'_z = \frac{(1 + \epsilon) V Q_0 e l \beta}{2 Q h_1^2 \lambda_{\Phi} (1 + \beta) (i + 1,67 \xi_{\Phi})}; \quad (14.13)$$

тут ϵ ; V ; Q_0 ; Q — ті ж самі величини, що й у формулі (14.12); β , h_1 ті ж самі величини, що й у формулі (14.9).

Аналіз виразів типу (14.5), (14.12) дає змогу зробити висновок, що взагалі для зменшення амплітуди вертикальних та інших коливань мають велике значення такі заходи: збільшення ваги установки за рахунок збільшення ваги фундаменту та ґрунту на його уступах, збільшення площі підшви фундаменту, збільшення модуля деформації ґрунту різними штучними засобами.

У зв'язку з тим що показники властивостей ґрунту можуть мати похибки, після введення в дію установки можливі виникнення резонансних явищ та збільшення внаслідок цього амплітуди коливань. Щоб уникнути цього при проектуванні, передбачають можливість збільшення розмірів підшви фундаменту, для чого роблять випуски арматурної сталі з нижньої частини фундаменту, що дає можливість утворення при необхідності спільно працюючого масиву. Інколи на консольній частині підшви фундаменту роблять отвори. Надалі через них можна влаштувати набивні палі.

Одним з варіантів збільшення жорсткості основи є влаштування подушок з ущільненого ґрунту або силікатизація ґрунту під підшвою фундаменту.

Для зменшення шкідливого впливу коливань, які виникають при роботі машини, фундаменти під машини відокремлюють від сусідніх фундаментів споруди або обладнання деформаційним швом. Відстань між бічними сторонами фундаменту та сусідніх конструкцій повинна бути не меншою ніж 100 мм. Особливо це важливо, коли йде мова про фундамент під низькочастотні машини періодичної дії або під машини з імпульсним навантаженням.

М. П. Павлюк і О. Д. Кондін запропонували спосіб, який полягає в приєднанні до фундаменту під машину простої бетонної плити, розміщеної на верхньому шарі ґрунту. Розміри плити встановлюють за розрахунком. Вона може навіть виходити за межі контуру стін споруди. Товщина плити залежно від потужності машини — 400—800 мм. Доцільно між фундаментом та плитою передбачити шарнір, який спрацьовує при нерівномірності їх осідання (рис. 14.2). Така додаткова конструкція здатна істотно зменшити амплітуду коливань і не потребує докорінної переробки фундаменту під машину.

Якщо поряд з машинами на окремих фундаментах розміщені чутливі до вібрації прецизійні верстати або інша чутлива апаратура, застосовують віброізоляцію машин з динамічним навантаженням.

Віброізоляція полягає у відокремленні верхньої частини фундаменту, на яку встановлюють машину, від нижньої, яка спи-

рається на основу, з розташуванням між ними віброізоляторів (рис. 14.3). Останні можна влаштувати з гуми, природної пробки, войлоку, пружин тощо, залежно від типу машин. Так, металеві пружинні віброізолятори використовують лише для встановлення добре зрівноважених машин періодичної дії. Іноді застосовують комбіновані віброізолятори, які складають з пружин та гумових елементів. Така система ізолювання показана на рис. 14.3, де зображено конструкцію фундаменту під штампувальний молот (О. О. Савинов, 1979). У такому фундаменті використані дерев'яні підшаботні прокладки в кількох рядів, які зменшують інтенсивність удару на фундаментний блок (підшаботну частину). Крім цього, влаштовують підфундаментний залізобетонний короб, на дні якого прокладено смуги віброізоляторів. Товщина підшаботної плити залежить від ваги падаючої частини молота і може бути 1,25—3 м.

Проміжок між ізольованим фундаментним блоком та стінками короба приймається 0,1 м, а дерев'яні (дубові) прокладки — 0,2—1 м завтовшки.

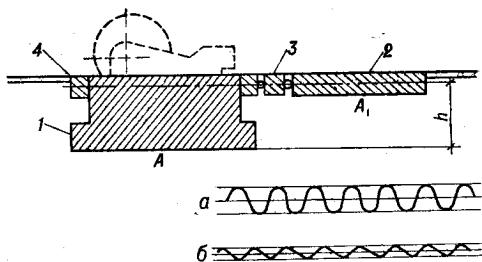


Рис. 14.2. Схема приєднання плити за пропозицією М. П. Павлюка та О. Д. Кондіна і амплітуди коливань:

a — до приєднання; *b* — після приєднання; 1 — фундамент під машину; 2 — плита для приєднання; 3 — проміжна ланка; 4 — обв'язка

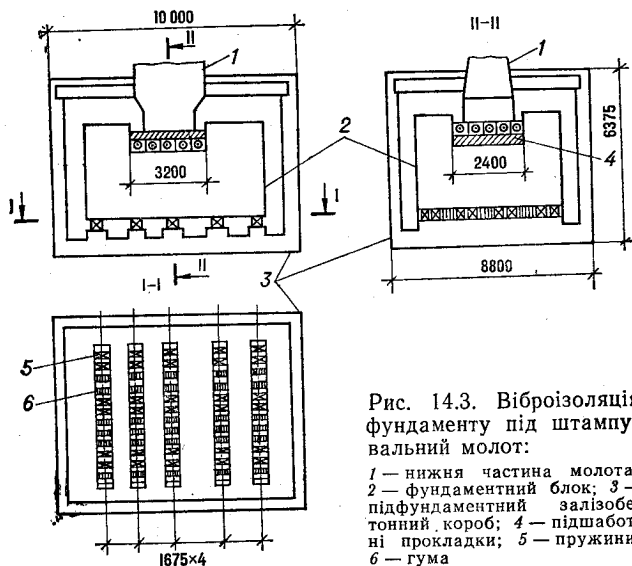


Рис. 14.3. Віброізоляція фундаменту під штампувальний молот:

1 — нижня частина молота; 2 — фундаментний блок; 3 — підфундаментний залізобетонний короб; 4 — підшаботні прокладки; 5 — пружини; 6 — гума

Контрольні запитання та завдання для самостійної роботи

1. Класифікація машин з динамічним навантаженням.
2. Основні відомості для проектування фундаментів під машини.
3. Типи фундаментів під машини.
4. Умови розрахунку фундаментів під машини.
5. Особливості розрахункової схеми фундаменту під машини.
6. Заходи для зниження амплітуди коливань фундаментів під машини.
7. Віброізоляція машин.

15. ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВ І ПОСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

15.1. ПРИЧИНИ НЕОБХІДНОСТІ ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВ І ПОСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Необхідність закріплення основ та посилення фундаментів виникає при аварійному стані будівель та споруд або в зв'язку з їх реконструкцією.

Аварійний стан може виникнути як у експлуатаційний період, так і під час спорудження об'єктів. Він може бути зумовлений нерівномірним осіданням фундаментів, від чого несучі конструкції пошкоджуються, кренами, надмірним осіданням фундаментів, коли порушується можливість нормальної експлуатації будівель і споруд. Причини виникнення деформацій основи встановлюють під час проведення експертизи.

Реконструкція фундаментів найчастіше необхідна при збільшенні навантажень на основи та фундаменти, яке буває через надбудову будівель, збільшення навантажень на перекриття або вантажопідйомності кранів тощо.

Іноді доводиться поновлювати міцність фундаментів, які частково або повністю зруйновано дією агресивної ґрунтової води. В окремих випадках необхідно підводити новий фундамент.

Слід пам'ятати, що роботи, які провадяться для посилення фундаментів та закріплення основ, як правило, дуже складні, потребують значних матеріальних та грошових ресурсів, вимагають від виконавців великого досвіду. В більшості випадків такі роботи мають високу вартість, яка відповідна вартості спорудження підземної частини нової будівлі або споруди. Тому вони використовуються лише тоді, коли більш прості заходи не можуть привести до відновлення експлуатаційних якостей будівель.

Дуже важливо під час проектування нових об'єктів правильно враховувати їх вплив на існуючі будівлі і своєчасно передбачати заходи для захисту цих будівель.

Питання про необхідність посилення основ або реконструкції фундаментів вирішується за результатами інженерно-геологічної експертизи.

15.2. ОБСТЕЖЕННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ

До складу робіт, які проводяться під час обстеження існуючих будівель, насамперед входять інженерно-геологічні розвідування, які виконують за указаннями СНІП 1.02.07-87 «Инженерные изыскания для строительства».

Під час інженерно-геологічних розвідувань за архівними матеріалами вивчають технічну документацію, яка стосується даного району; досліджують геологічну будову ділянки з допомогою буріння та зондування з відбором зразків ґрунту; обстежують фундаменти діючої споруди після розкриття шурфів поряд з ними та відбирають під подошвою зразки ґрунту непорушеної структури; виконують комплекс лабораторних досліджень для встановлення фізико-механічних властивостей ґрунту; визначають рівень ґрунтової води та її агресивність, а також прогнозують зміни рівня; виконують перевірочні розрахунки навантажень на фундаменти та несучої здатності основи; роблять висновки про недоцільність або необхідність посилення основ та реконструкції фундаменту.

Кількість та глибину свердловин або точок зондування визначають залежно від складності інженерно-геологічної будови ділянки, а також параметрів споруди. Якщо інженерно-геологічна будова ділянки проста, а архівні матеріали містять відомості про сусідні ділянки, то пробурюють не менше трьох свердловин, які розміщують поблизу від поздовжньої осі будівлі. Глибину свердловин визначають залежно від навантажень на фундаменти, а також розміру стисливої товщі.

Орієнтовно глибина стисливої товщі для стрічкових фундаментів приймається не менш ніж п'ять розмірів ширини подошви фундаменту, а для окремих — два розміри. Обов'язково хоча б одна з свердловин повинна досягати глибини розміщення ґрунтової води.

Шурфи закладаються біля фундаментів несучих стін або колон. У перерізі їх влаштовують прямокутними з розмірами $1 \times 1,2$ м. Глибина шурфу повинна бути на 0,5—1 м нижче рівня подошви фундаменту, для того щоб мати можливість відібрати зразок ґрунту з-під подошви та виміряти її ширину.

Особливу увагу приділяють тим фундаментам, де надфундаментні конструкції мають пошкодження. При необхідності встановлюють тимчасове кріплення надземних конструкцій тимчасовими підкосами. Якщо під час шурфування зустрічаються насипні ґрунти, то шурф заглиблюють до рівня корінної породи.

З допомогою шурфу обстежують стан фундаменту: матеріал, якість робіт, розміри уступів, висоту, ширину подошви, рівень та стан гідроізоляції. Молотком К. П. Кашкарова визначають орієнтовну міцність матеріалу фундаменту. По стінках шурфу уточнюють особливості геологічної будови будівельного майданчика та ґрунту, який править за основу.

У зв'язку з тим що кожна ділянка має той чи інший уклон, визначають зміну глибини закладення фундаменту для врахування найменшої глибини в дальших розрахунках. Це роблять з допомогою геодезичних вимірювань або за вимірами відстані від рівня підлоги I поверху до рівня поверхні ґрунту.

Згідно з ГОСТ 12071—84, під подошвою фундаментів відбирають моноліти ґрунту. Їх разом з іншими зразками ґрунту, одержаними в свердловинах, негайно відправляють до лабораторії разом з пробами ґрунтової води в закоркованих пляшках.

За методикою Держживільбуду (Правила оцінки фізического износа жилих домов. ВСН 53-86) визначають долю фізичного зносу фундаменту залежно від тих ознак, які виявлено під час обстеження. У табл. 15.1 наведено приклад таких ознак для стрічкового кам'яного фундаменту.

Таблиця 15.1. Фізичний знос стрічкових кам'яних фундаментів

Ознака зносу	Кількісна оцінка	Фізичний знос, %	Склад робіт
Дрібні тріщини в цоколі та під вікнами першого поверху	Ширина тріщин до 2 мм	0—20	Розширення тріщин
Окремі глибокі тріщини, сліди зволоження цоколю та стін, випинання окремих ділянок стін підвалу, нерівномірне осідання фундаменту	Те ж саме, до 5 мм	21—40	Зміцнення кладки, ремонт горизонтальної гідроізоляції
Випинання та помітне викривлення цоколю, наскрізні тріщини в цоколі з розвитком на всю висоту будинку, випинання підлоги та стін підвалу	Нерівномірне осідання з загальним прогином стіни до 0,02 її довжини	41—60	Посилення ділянок кладки, відновлення гідроізоляції, встановлення поясів
Масові прогресуючі наскрізні тріщини на всю висоту будинку, значне випирання ґрунту та руйнування стін підвалу	Те ж саме, з загальним прогином стіни більшим ніж 0,02 її довжини	61—80	Повна реконструкція фундаменту

Під час обстеження звертають увагу на зміни, які відбулися в навколишньому середовищі після завершення будівництва об'єкта (наприклад, особливості технології підприємств, споруджених пізніше, наявність штучних водойм, прокладання транспортних магістралей з рухом великовагового транспорту, наявність нової недалеко розташованої забудови тощо).

У лабораторних умовах визначаються фізико-механічні властивості ґрунтів і досліджують агресивність ґрунтової води відносно матеріалу фундаменту: кислотність, тимчасову жорсткість, кількість сульфатів магнезійних солей та вільної вуглекислоти.

15.3. ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ ҐРУНТУ ОСНОВИ ІСНУЮЧОГО ФУНДАМЕНТУ

На основі одержаних матеріалів складають технічний висновок про можливість дальшої експлуатації будівлі або споруди чи її реконструкції. В такому висновку містяться дані обстеження загального стану об'єкта та його конструкцій, загального стану фундаментів і гідроізоляції, геологічної та гідрогеологічної будови ділянки, інженерно-геологічних процесів району, а також відомості про навантаження на фундаменти до та після реконструкції, загальний висновок і рекомендації.

Основи фундаментів будівель, які намічено до реконструкції, проєктують за матеріалами висновку з урахуванням того, що за час експлуатації об'єкта відбулися деякі зміни. По-перше, треба мати на увазі, що постійно вдосконалюються норми проєктування основ та фундаментів (1938, 1955, 1962, 1974, 1983 рр.). Зрозуміло, що перехід до проєктування за граничними станами дав можливість дещо збільшити розрахунковий опір ґрунту порівняно з нормами минулих років. По-друге, за час експлуатації об'єкта здебільшого відбувається поступове ущільнення ґрунту під підшовою фундаменту, а осідання стабілізується. Нарешті, треба враховувати те, що за час експлуатації об'єкта зворотна засипка ущільнилася, завдяки чому створилися значні сили тертя між ґрунтом та бічною поверхнею фундаменту, на які не зважають під час проєктування нового фундаменту.

Ці обставини дають можливість збільшити навантаження на існуючий фундамент та його основу. Розрахунковий опір ґрунту в таких умовах визначають залежно від даних про нові його фізико-механічні властивості, стан фундаменту та надземних конструкцій об'єкта, тривалість експлуатації, очікуване додаткове осідання (якщо навантаження на фундамент збільшується).

За рекомендаціями проф. П. О. Коновалова новий розрахунковий опір ґрунту

$$R' = Rmk, \quad (15.1)$$

де R' — новий розрахунковий опір основи існуючих фундаментів, МПа; R — середній розрахунковий опір ґрунту під фундаментом, який визначають за указаннями СНиП 2.02.01-83:

$$R = \sum_{i=1}^n R_i A_i / \sum_{i=1}^n A_i, \quad (15.2)$$

m — коефіцієнт, який враховує зміну фізико-механічних властивостей ґрунту за період експлуатації споруди і залежить від відношення тиску до реконструкції P і розрахункового опору R ; якщо $P/R \geq 80\%$, $m=1,3$, якщо $P_0/R < 70\%$, $m=1$, якщо $P_0/R = 70 \dots 80\%$, $m=1,15$; k — коефіцієнт, значення якого залежить від типу ґрунту; для піску $k=1,1 \dots 1,4$, для пілувато-глинястого ґрунту $k=1,1 \dots 1,2$; A_i — площа підшови фундаменту з

опором R_i ; $\sum_{i=1}^n A_i$ — загальна площа підшови фундаментів.

Необхідність закріплення основи або реконструкції фундаменту виникає, якщо за оцінкою фізичного зносу фундаменту потрібні роботи, пов'язані з його повною заміною. Аналогічне вирішення приймається, якщо новий тиск під подошвою фундаменту більший, ніж новий розрахунковий опір ґрунту, визначений за формулою (15.1), а також якщо осідання фундаменту після реконструкції від нового тиску виявилось більшим за граничну деформацію основи за указаннями СНиП 2.02.01-83, тобто не виконується умова проектування за другою групою граничного стану.

У інших випадках проектувати закріплення основи або посилення фундаменту немає рації.

15.4. МЕТОДИ ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВИ І ПОСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Основи фундаментів існуючих будівель закріплюються із застосуванням викладених у розд. 13 методів силікатизації, цементації, смолізації або електрохімічного способу.

Ці методи широко використовують при необхідності збереження для наступних поколінь унікальних архітектурних пам'яток, а також при виникненні аварійного стану об'єктів.

Так, вони були застосовані для посилення основи під культовими спорудами на території Московського Кремля, деякими будівлями у Санкт-Петербурзі, Одесі, Ростові-на-Дону та інших містах (рис. 15.1, 15.2).

Останнім часом застосовують новий метод закріплення ґрунту, який базується на використанні енергії водяного

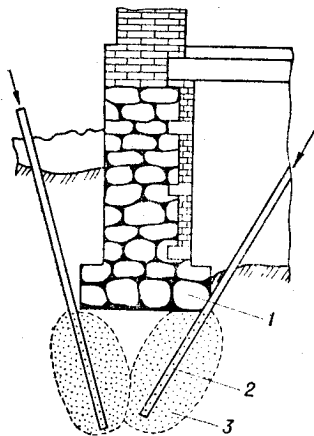


Рис. 15.1. Силікатизація основи існуючого будинку:

1 — існуючий фундамент; 2 — ін'єктори; 3 — силікатизований ґрунт

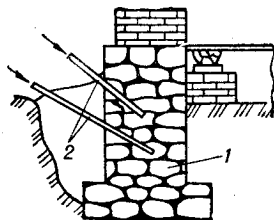


Рис. 15.2. Цементация існуючого фундаменту з метою посилення:

1 — існуючий фундамент; 2 — ін'єкційні трубки

струменя (струменева технологія). Як показав досвід, його можна використовувати в будь-якому ґрунті, в тому числі і в мулі, торфі, пилуватому піску.

З допомогою водного струменя, який під тиском 30—60 МПа руйнує ґрунт, в основі створюють щілини потрібного перерізу. Головним елементом обладнання для цього є струменевий монітор, який має на бічній поверхні водяні сопла, а в нижній частині — отвори для подавання матеріалу. До верхньої частини монітора підведено трубопроводи. Монітор на штанзі опускають у заздалегідь пробурену свердловину і подають через сопла воду. Регулюванням тиску одержують розрахунковий переріз щілини. Далі порожнину заповнюють розчином в'язучого або твердіючого матеріалу через отвори в нижній частині монітора.

У Волгодонську італійська фірма «Родіо» за участю об'єднання «Гідроспецбуд» виконала експериментальні роботи для посилення основи аварійного будинку з використанням струменевої технології. Осідання цього будинку, який було зведено на просадочних ґрунтах, досягло 56 см.

Згідно з проектом, під будинком влаштували 457 своєрідних паль-колон, виготовлених з суміші цементу і місцевого ґрунту. Середній діаметр колон — 50 см, а глибина, до якої були доведені кінці колон, становила 25 м. Відстань між колонами була прийнята 0,6 м. На кожний метр колони витрачали 300—400 кг цементу. Після виготовлення 142 колон настала стабілізація деформацій будинку.

Аналогічний прийом застосували фінські будівельники під час реконструкції готелю «Метрополь» у Москві. Тут діаметр колон був 80 см, а довжина 6—7 м. У цілому було зроблено 2006 колон. Для підвищення пластичності суміші до водно-цементного розчину додавали бентонітову глину. Через 28 діб міцність матеріалу колони на одноосове стиснення склала: в піску — 1,5 МПа, в мулі — 1,2 МПа, у глині — 0,8 МПа, ґрунті з органікою — 0,3 МПа. Несуча здатність колони остаточно не визначалася, але дослідження показали, що вона більша за 900 кН.

Якщо під час обстеження виявлено зниження міцності фундаменту за рахунок вивітрювання, корозії від агресивної ґрунтової води або блукаючого струму, відхилень від проекту виробництва робіт нульового циклу, вживають заходів, які дозволяють зміцнити існуючий фундамент чи захистити його від дальшого руйнування.

Так, якщо внаслідок вивітрювання пошкоджено поверхню фундаменту, а наскрізних щілин немає, то його відкопують ділянками і після очищення від ґрунту його поверхню зволожують і на неї наносять цементний розчин, іноді по металевій сітці.

Якщо фундамент зруйнований на значну глибину, провадять цементацію конструкції або виготовляють залізобетонну обойму.

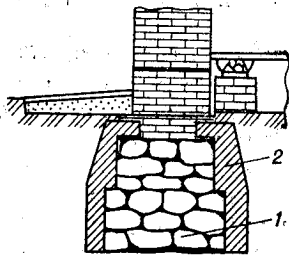


Рис. 15.3. Посилення існуючого фундаменту та збільшення ширини його підшови за рахунок утворення залізобетонної обойми:

1 — існуючий фундамент, 2 — залізобетонна обойма

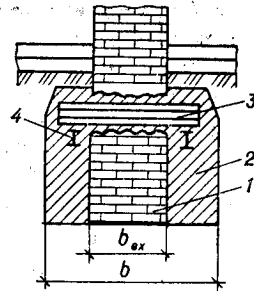


Рис. 15.4. Посилення існуючого фундаменту та збільшення ширини його підшови за рахунок добетонування:

1 — існуючий фундамент; 2 — розширення існуючого фундаменту; 3 — робоча балка; 4 — розподільна балка.

Цементацию фундаменту роблять через пробурені свердловини. Буріння виконують з допомогою перфораторів діаметром 20—30 мм. Свердловини розташовують на відстані до 50 см так, щоб вони закінчувалися в тілі фундаменту. Далі в свердловини вставляють металеві трубки діаметром 20—25 мм і через них у фундамент нагнітають цементний розчин під тиском 0,2—0,6 МПа. Устя свердловин ретельно тампують, щоб запобігти фонтануванню розчину назовні (рис. 15.2).

Іноді посилення фундаментів здійснюють за рахунок влаштування залізобетонних обойм. Їх виготовляють ділянками за розробленим проектом робіт. Велику увагу звертають на забезпечення спільної роботи обойми з існуючим фундаментом. Для цього в ньому пробурюють шпури, в які закладають металеві стержні (рис. 15.3). Цементацию фундаменту виконують після влаштування обойми. Така обойма може не тільки посилити фундамент, але й сприяти деяке додаткове навантаження від надземної частини будівлі.

Для зменшення тиску на основу фундаменту збільшують його розміри в плані. Наприклад, у стрічковому фундаменті розширюють підшову.

Необхідне розширення стрічкового фундаменту b_p обчислюють за формулами

$$b = N/l \cdot R' \quad (15.3)$$

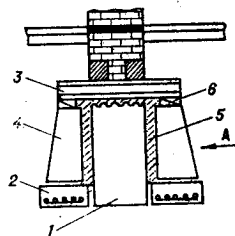
$$b_p = b - b_{ex}, \quad (15.4)$$

де N — навантаження на 1 м основи після реконструкції, кН; R' — розрахунковий опір ґрунту, визначений за формулою (15.1), кПа; b_p — розширення, м; b_{ex} — ширина підшови існуючого фундаменту, м.

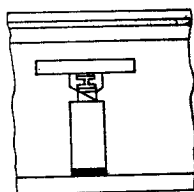
Якщо розширення влаштовують без попереднього обтискання основи, то воно починає працювати лише після осідання

Рис. 15.5. Збільшення ширини підшви існуючого фундаменту з допомогою збірних залізобетонних елементів:

1 — існуючий фундамент; 2 — розширення у вигляді залізобетонної стрічки; 3 — робоча балка; 4 — збірний залізобетонний стояк; 5 — бетон; 6 — клин



Вид А



від додаткового навантаження. Тоді ж новий фундамент прийме на себе навантаження. Деяке поліпшення роботи фундаменту відбувається через обмежену можливість випирання ґрунту в зв'язку з привантаженням основи частинами розширення.

Для того щоб забезпечити негайне включення нової частини фундаменту у роботу, ґрунт під розширенням обтискують домкратами з дальшим заповненням порожнин бетоном.

На рис. 15.4, 15.5, 15.6 наведено деякі прийоми розширення фундаментів.

Для посилення фундаментів мілкого закладення часто практикують передавання частини навантаження на буронабивні палі, які влаштовують поруч. Довжину паль визначають за розрахунком.

У зв'язку з широким використанням сучасного бурового обладнання для посилення фундаментів влаштовують буроін'єкційні (коренеподібні) палі. Роботи можна максимально механізувати. На першому етапі з поверхні ґрунту пробурюють свердловини, іноді навіть через існуючий фундамент. Буріння ведуть під глинястим розчином. Далі в свердловину встановлюють арматурний каркас, опускають ін'єкційні трубки і через них нагнітають цементно-піщаний розчин (рис. 15.7).

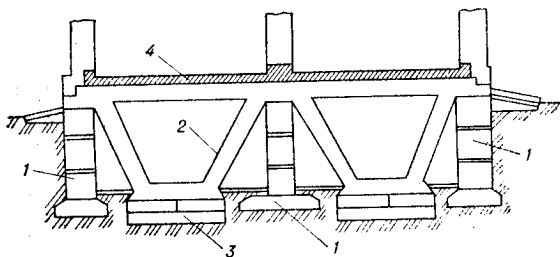


Рис. 15.6. Збільшення площі підшви фундаменту з використанням простору підвалу:

1 — фундамент існуючого будинку до реконструкції; 2 — рамна конструкція з монолітного залізобетону; 3 — додатковий фундамент з використанням збірних залізобетонних плит; 4 — розподільна залізобетонна монолітна об'язка за периметром стін

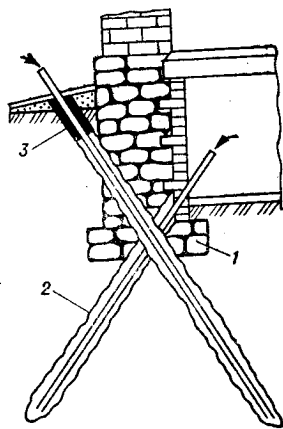


Рис. 15.7. Буроін'єкційні палі для посилення існуючого фундаменту:

1 — існуючий фундамент; 2 — ін'єктори; 3 — тампон

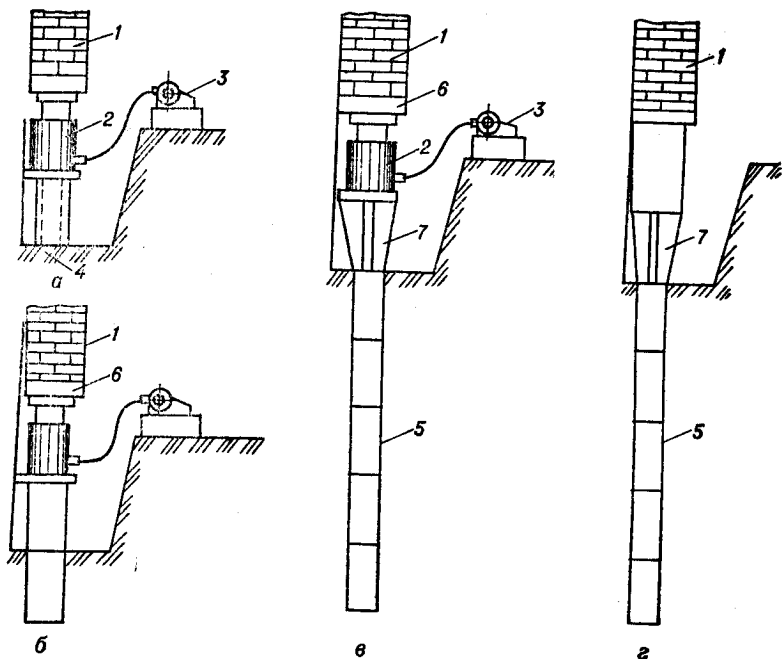


Рис. 15.8. Схема посилення фундаменту передачею навантаження на вдавнені багатосекційні палі:
а-г — етапи робіт; 1 — стіна існуючої будови; 2 — домкрат; 3 — насос; 4 — секція палі;
 5 — палі проектної довжини; 6 — розподільний елемент; 7 — головний елемент

За кордоном і в нашій країні для посилення фундаментів часто використовують так звані багатосекційні палі. Їх виготовляють з окремих залізобетонних призм довжиною 60—120 см і розмірами 30×30 см у перерізі. З'єднують ці елементи на болтах або зварюванням. Занурюють палі у ґрунт з допомогою домкратів.

Після відкопування фундаменту на ділянці, довжина якої обумовлена проектом виробництва робіт, під ним встановлюють упорну плиту і першу секцію палі, між якими розміщують домкрат. З допомогою насосної станції поступово підвищують тиск у домкраті і вдавлюють у ґрунт першу секцію. Після цього домкрат знімають, приєднують наступну секцію і робота повторюється, поки кінець палі не досягне проектної позначки. На рис. 15.8 показано такий прийом.

Під час реконструкції Державного театру опери та балету ім. Т. Г. Шевченка в Києві для влаштування фундаментів під сценічну частину використовували металеві порожнисті секційні палі довжиною до 12 м. Для вдавлювання цих палей застосовували обладнання, розроблене УкрПТКІ Гідроспецбуду, яке працювало спільно з гідравлічними домкратами. Реактивне зу-

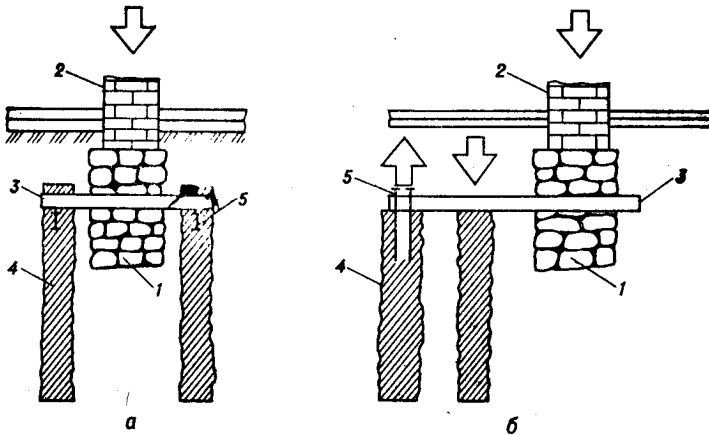


Рис. 15.9. Передача навантаження з фундаменту мілкого закладення на буронабивні палі:

a — варіант розташування паль з обох боків фундаменту; *б* — варіант розташування паль з одного боку фундаменту; 1 — існуючий фундамент; 2 — стіна існуючої будови; 3 — несуча балка; 4 — буронабивні палі; 5 — анкери

силля передавалося не на громіздкий завантажуючий пристрій, а на заздалегідь забетонowaną плиту, на якій розміщували обладнання. Одночасно така плита працювала подібно ростверку. Установку розміщували в підвалі висотою 5 м, тому занурення секцій металевих паль провадили ланками 3 м завдовжки. Після занурення на проектну глибину внутрішню порожнину палі заповнювали цементним розчином. Розрахункове навантаження на таку палю становило близько 300 кН.

Аналогічне обладнання успішно використовували в Херсоні для посилення фундаментів житлових будинків, які зазнали великих деформацій, бо спиралися на товщу лесових ґрунтів II типу за просадочністю.

Необхідність реконструкції фундаментів будівель, споруджуваних на дерев'яних палях, часто виникає внаслідок руйнування паль у місці їх примикання до ростверка. Таке пошкодження здебільшого пов'язане з коливанням або зниженням рівня ґрунтової води.

Реконструкцію фундаменту провадять у такій послідовності. На ділянці після водозниження відкопують палі на 0,5 м нижче рівня зрізування пошкодженої частини. На верхню частину паль одягають опалубку і бетонують проміжок з армуванням та влаштуванням ростверка.

Посилення пальових фундаментів з дерев'яними палями можливе за рахунок використання набивних паль, які розміщують з одного або з двох боків існуючого фундаменту, і влаштування ростверка. Аналогічний прийом можливий і тоді, коли потрібна передача навантаження з фундаменту мілкого закладення на буронабивні палі (рис. 15.9).

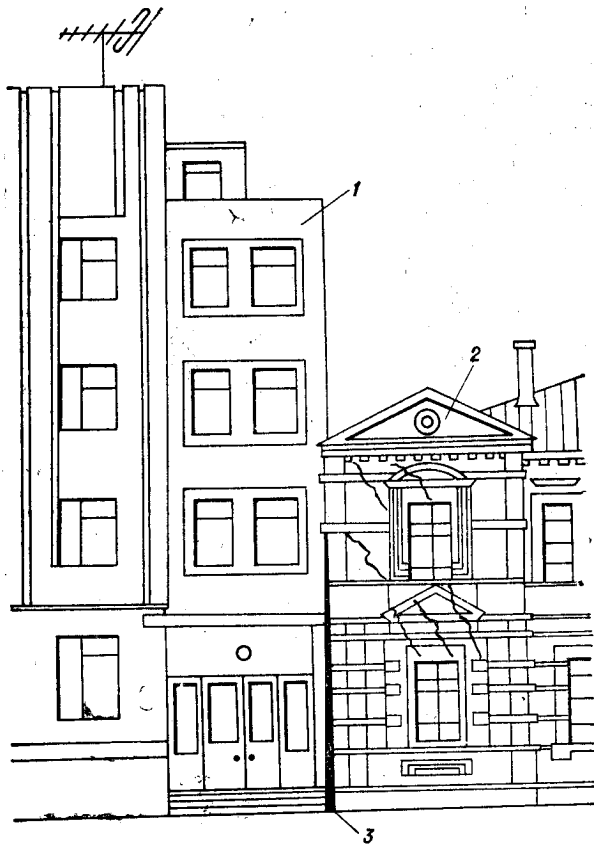


Рис. 15.10. Вплив нового будинку на існуючу забудову:

1 — новий будинок; 2 — дореволюційний будинок з нахилом у бік нового; 3 — щілина між будинками

Досвід будівництва нових будівель та споруд у містах, де для забудови доводиться використовувати вільні ділянки між старими будинками, показав, що завдяки впливові нових об'єктів несучі конструкції існуючих будинків зазнають іноді дуже значних деформацій. Вони нерідко досягають таких розмірів, що дальша експлуатація цих будівель неможлива.

Прикладом такого впливу є будинок, який споруджено на палях на початку Повітрофлотського проспекту в Києві. Додаткове навантаження на пальовий фундамент з боку нового сусіднього п'ятиповерхового житлового корпусу викликало аварійний стан несучих конструкцій прилеглої частини існуючого будинку.

Особливо значні деформації несучих конструкцій виникають у тому випадку, коли біля малоповерхової існуючої забудови споруджують багатоповерхові будівлі (рис. 15.10).

Нижче наведено можливі випадки впливу нового будівництва на розвиток деформацій основи фундаментів існуючих будівель і споруд за систематизацією Б. І. Далматова:

випирання ґрунту з-під підшови існуючого фундаменту в бік нового котлована;

вимивання піску з основи існуючого фундаменту, якщо під час проведення земляних робіт використовують відкритий водовідлив для зниження рівня ґрунтової води;

ущільнення сипучого ґрунту під підшовою існуючого фундаменту за рахунок динамічного впливу від забивання шпунта, паль, трамбування, витрамбовування, які використовують під час спорудження нового фундаменту;

проморожування основи існуючого фундаменту після відкопування поряд котлована для фундаменту нового об'єкта;

ущільнення основи фундаменту існуючого будинку від додаткового навантаження, яке виникає після нової забудови;

розвиток негативного тертя на бічній поверхні паль, які використовували у пальовому фундаменті існуючого об'єкта.

Для того щоб зменшити або виключити вплив на основи та фундаменти існуючих будівель, приймають такі вирішення:

нові об'єкти споруджують з відступом від старої забудови;

у випадку малоповерхової старої забудови передбачають поряд з існуючими будівлями влаштування вставок з висотою, близькою до висоти існуючих будинків;

влаштовують проїзд у місці примикання;

влаштовують консольне примикання фундаментів нової забудови до існуючих фундаментів (рис. 15.11);

влаштовують самонесучі стіни поряд з існуючими фундаментами;

у примиканні влаштовують окремі фундаменти;

використовують буронабивні палі, а також збірні залізобетонні палі, які вдавлюють у ґрунт;

влаштовують роз'єднувальну шпунтову стінку в ґрунті між старою та новою забудовою.

Останній прийом практично виключає шкідливий вплив нової забудови, якщо шпунтова стінка зроблена технічно правильно. Так, нижні кінці шпунта повинні досягати щільного шару ґрунту. Занурення шпунта виконують із застосуванням вдавлювання. Щоб шпунтова стінка не змістилася в бік нового котлована, передбачають встановлення анкерів або розпірок (див. рис. 15.12).

Досить часто поряд з існуючою забудовою доводиться вести роботи, пов'язані з зануренням забивних паль з допомогою різного типу молотів, робота яких спричинює значне динамічне навантаження на сусідні будинки.

Коливання, що виникають під час роботи молотів, можна значно зменшити, якщо враховувати такі правила:

1. Пилувато-глинясті ґрунти менше реагують на вібрацію та динамічне навантаження, ніж піщані, тому відстань від місця

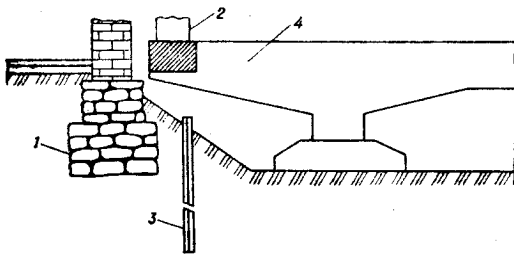


Рис. 15.11. Консольне примикання нової споруди до існуючого фундаменту:

1 — існуючий фундамент; 2 — несуча стінка нової споруди; 3 — роз'єднувальний шпунт; 4 — монолітна частина стіни нової споруди з консоллю

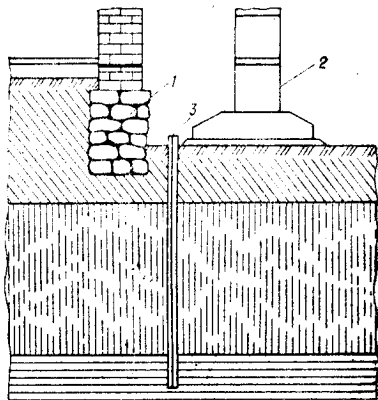


Рис. 15.12. Влаштування роз'єднувальної шпунтової стінки:

1 — існуючий фундамент; 2 — фундамент нової споруди; 3 — роз'єднувальний шпунт

забивання паль до існуючої забудови в умовах поширення пилувато-глинястих ґрунтів можна приймати меншою.

2. Для зменшення коливань найближчі до існуючої забудови ряди забивних паль занурюються у пробурені заздалегідь лідерні свердловини.

3. Для зниження рівня коливань доцільно зменшувати частоту ударів та висоту падіння молота і, навпаки, збільшувати масу падаючої частини молота.

4. Для полегшення занурення паль можна використовувати тиксотропну сорочку або обмазування бічної поверхні паль полімеризаційними смолами.

5. Під час проектування вживають усіх можливих заходів для збільшення проміжку між існуючими фундаментами та найближчими рядами паль; при цьому мають на увазі, що з віддаленням паль інтенсивність динамічного впливу швидко знижується.

6. Для визначення конкретної найменшої відстані між існуючим фундаментом та рядом паль слід користуватися Інструкцією по проектуванню і устроюванню і споруджень в існуючій застрійке г. Києва (ВСН 2-80). Досвід показує, що іноді ця відстань може бути не меншою ніж п'ять поперечних розмірів палі, тобто 1,5—2 м.

Контрольні запитання та завдання для самостійної роботи

1. Причини, які викликають потребу в обстеженні підземних конструкцій діючих споруд.
2. Особливості інженерно-геологічних розвідувальних робіт, які провадять з метою реконструкції існуючого об'єкта.
3. Визначення розрахункового опору ґрунту в основі існуючого фундаменту.

4. Методи закріплення ґрунтів.
5. Методи розширення існуючих фундаментів мілкого закладення.
6. Методи передачі навантаження з фундаментів мілкого закладення на палі.
7. Причини деформацій основи під існуючою будівлею від впливу нової споруди.
8. Заходи, які зменшують шкідливий вплив нової споруди на основу існуючої будівлі.
9. Заходи, які зменшують шкідливий вплив від роботи паливних молотів на конструкції існуючих будівель та споруд.

16. ФУНДАМЕНТИ БУДІВЕЛЬ В ОСОБЛИВИХ ҐРУНТОВИХ УМОВАХ

16.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Для раціонального використання земель при відведенні ділянок для промислового, цивільного та сільськогосподарського будівництва слід суворо дотримуватись вимог діючого земельного законодавства.

Насамперед новобудови плануються на непридатних для сільського господарства ділянках. При розробленні родючого ґрунту його зберігають для рекультивациі порушених ділянок, а також тих місць, де було знесення будівель. Забезпечують захист навколишнього середовища від небажаних наслідків експлуатації споруджених об'єктів.

На жаль, Україна тільки за останні п'ять років втратила майже 40 тис. га цінних земель, які було відведено під промислове будівництво та дороги.

Таким чином, виникає невідкладна потреба використання для забудови заболочених ділянок, засолених, насипних ґрунтів, ділянок з карстовими явищами, місць, де можливий розвиток зсувів, ярів, території старих кар'єрів.

Якщо оцінити обсяг будівництва, то останнім часом в таких складних умовах будувалося близько половини об'єктів (табл. 16.1).

Таблиця 16.1. Розподіли обсягів фундаментів за видами ґрунтів

Ґрунт	Обсяг	
	млн м ³	%
Звичайний	28—30	51—53
Лесовий просадочний	12,5	22
Слабкий	8,6	15
Інші	5,6	10
Разом	55—57	98—100

Звичайно, заходи щодо пристосування будівель до складних інженерно-геологічних умов призводять до подорожчання будівництва, тому що значно ускладнюються підземні конструкції будівель, збільшуються витрати на інженерну підготовку тери-

торій. Відомо, що на один гектар це додатково від 6,5 до 150 тис. крб. (за цінами до 02.04.91). Однак ці витрати, як правило, менші, ніж збитки держави від довічного вилучення з обігу родючих земель.

Слід також мати на увазі, що різні регіони мають своєрідні ґрунтові умови. Це регіони, де поширені просадочні, вічномерзлі, заторфовані ґрунти, торфи; сейсмічні райони; місця, під якими від добування корисних копалин утворились підземні виробки тощо.

У табл. 16.1 показано, як розподіляється обсяг фундаментобудування залежно від виду ґрунтів у нашій країні щороку.

Будівництво та експлуатація будівель в особливих ґрунтових умовах пов'язані із значними труднощами. Без урахування властивостей таких основ і пристосування будівельних об'єктів до них неминучий розвиток нерівномірного осідання, яке значно зменшує надійність будівель і споруд.

Зараз використовують різноманітні прийоми спорудження підземної частини будівель у будь-яких інженерно-геологічних умовах, навіть у найнесприятливіших. У зв'язку з цим виникає проблема техніко-економічного обґрунтування вибраного варіанту вирішення фундаментів та основ, а також ділянки будівництва.

Найчастіше в особливих ґрунтових умовах деформації виникають від перебільшеного тиску під подошвою фундаменту, зволоження основи, розморожування вічномерзлих ґрунтів, мінералізації органічної частини основи, суфозії тощо.

Несприятливі інженерно-геологічні умови та явища (землетруси, осідання земної поверхні після проведення підземних розробок тощо) теж стають причиною порушень роботи будівель.

Комбінації таких дій на основу значно збільшують небезпеку і створюють умови для розвитку аварійного стану. Наприклад, спорудження будівель у багатьох районах Середньої Азії ведуть в сейсмічних зонах, де поширені товщі лесового ґрунту II типу ґрунтових умов за просадочністю.

Кожний вид особливих ґрунтових умов потребує ретельного вивчення його особливостей та застосування нешаблонних інженерних вирішень. Такі вирішення пов'язані з підвищеною витратою матеріалів, додатковими витратами людської праці та грошей. Відомо, що відносно загальної кошторисної вартості будівництва частка, яка витрачається на нульовий цикл у складних інженерно-геологічних умовах, досягає 30—45 % залежно від виду будівель та споруд.

Ілюстрацією до сказаного є табл. 16.2, де наведено витрати основних матеріалів на квадратний метр загальної площі багатоповерхових великопанельних будинків залежно від складності інженерно-геологічних умов. Видно, що порівняно зі звичайними умовами будівництва, за складних умов іноді витра-

Таблиця 16.2. Прогресивні питомі показники матеріаломісткості в проєктах житлових будинків на квадратний метр загальної площі

Умови будівництва	Кількість поверхів	Метал, кг	Цемент, кг	Дерево, м ³	
Звичайні	5	23,0—24,5	240—260	0,108	
	9—10	22,5—24,0	235—250	0,197	
Вічномерзлі ґрунти	I принцип	4—5	39,5—41,5	320—330	0,14—0,19
		8—9	36—38	290—300	0,14—0,19
	II принцип	5	37—38	315—320	0,14—0,19
		9	34—36	260—290	0,14—0,19
Просадочні ґрунти	I тип	5	30,5—32,5	280—295	0,097
		9—10	29—30	260—270	0,108
	II тип	5	33—34	300—310	0,097
		9—10	31—32,5	280—300	0,097
Райони із сейсмічністю до 8 балів	5	37—38,5	270—310	0,108	
	9	42—43,5	280—290	0,097	
Території з підземними виробками	5	28,5—30	270—280	0,108	
	9	27—28	265—270	0,097	

чають майже удвічі більше металу і на 50—80 кг більше цементу. Особливо це стосується будівництва на вічномерзлих ґрунтах та на товщах лесових ґрунтів II типу.

16.2. ФУНДАМЕНТИ НА ЛЕСОВИХ ПРОСАДОЧНИХ ГРУНТАХ

Лесовими ґрунтами вважаються пилувато-глинясті ґрунти: суглинки, іноді супіски або глини, які мають властивість просадочності. У таких ґрунтах після зволоження при дії напруженого стану від власної ваги або власної ваги і ваги будівлі чи споруди виникає додаткова деформація (до осідання), яка називається *просіданням*.

Згідно з ГОСТ 25100—82 лесові ґрунти віднесено до пилувато-глинястих. Вони однорідні, бо мають більш як 50 % частинок розміром 0,05—0,005 мм; у їх складі досить багато легкота середньорозчинних солей, велика кількість різноманітних за розмірами пор; у маловологому стані вони утримують майже вертикальний укіс; досить легко розмочуються, а після водонасичення і дії ударних або вібраційних навантажень перетворюються в пливуни; колір їх здебільшого світло-жовтий або світло-коричневий; борошністі на дотик.

Існує кілька гіпотез щодо виникнення лесових ґрунтів. Найбільш поширена гіпотеза академіка В. О. Обручова, який вважав, що причиною утворення лесового ґрунту є еолові процеси, які відбуваються в районах з сухим, теплим кліматом. Пилуваті мінеральні частинки здіймаються в повітря, переносяться повітряними масами на інше місце і відкладаються на поверхню з дальшим накопиченням недостатньо ущільненого шару ґрунту.

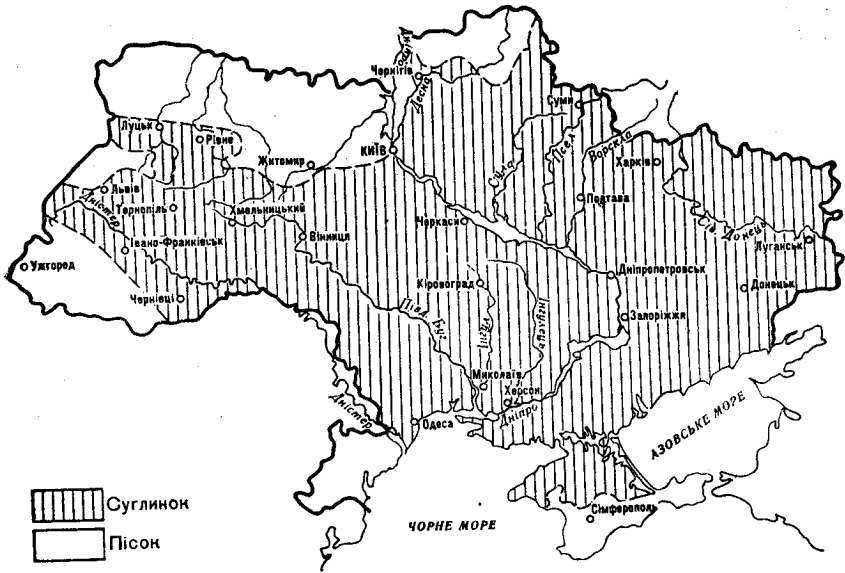


Рис. 16.1. Карта поширення лесових ґрунтів на території України

Згідно з гіпотезою академіка Л. С. Берга, утворення лесового ґрунту є результатом вторинного процесу, під час якого пилувато-глинисті породи різноманітного походження перетворюються на лесові.

Щодо лесових ґрунтів України, то, на думку відомих вчених В. П. Ананьєва, П. К. Заморія, В. Ф. Краєва, вони мають еолово-льодовикове походження. У нашій республіці вони займають близько 65 % території і в основному розташовуються по надзаплавних та вододільних терасах річок.

На рис. 16.1 показано карту України (за В. Ф. Краєвим) з районами лесових ґрунтів.

Лесові просадочні ґрунти мають досить характерні показники фізичних властивостей порівняно з показниками звичайного непросадочного ґрунту. Можна відзначити невелику щільність $\rho = 1,25 \dots 1,55 \text{ т/м}^3$, низьку вологість $W = 0,1 \dots 0,2$, значну пористість, яка часто перевищує 50 %.

Ступінь вологості в лесовому ґрунті менший ніж $S = 0,8$. За числом пластичності лесовий ґрунт найчастіше належить до суглинку або суглину.

Показники механічних властивостей лесового ґрунту в природному стані та після зволоження різко відмінні. Зволоження призводить до значного зменшення модуля деформації, кута внутрішнього тертя, питомого зчеплення. У табл. 16.3 і 16.4 показано, як змінюються показники деформативності та міцності залежно від ступеня вологості та коефіцієнта пористості.

Таблиця 16.3. Зміна модуля деформації лесового ґрунту залежно від його фізичного стану (за В. О. Зурнаджі, 1968)

Ступінь вологості S_r	E , МПа, при значеннях коефіцієнта пористості e			
	0,7	0,8	0,9	1,05
0,4	32	30	25,5	17
0,5	21	19,5	16,6	11
0,6	16	15	13	8,5
0,7	12	11	9,5	6,5
0,8	9	8	6	4
1	7	4	3	2

Таблиця 16.4. Зміна показників міцності лесового ґрунту залежно від його фізичного стану

Ступінь вологості S_r	Показник міцності	Значення показників міцності при коефіцієнтах пористості e			
		0,61—0,7	0,71—0,8	0,81—0,9	0,91—1
0,31—0,4	c , МПа	0,065	0,059	0,053	0,042
	φ	25°	24°	23°	22°
0,41—0,5	c , МПа	0,053	0,042	0,038	0,033
	φ	24°	23°	22°	20°
0,51—0,6	c , МПа	0,037	0,033	0,028	0,024
	φ	22°	21°	20°	19°
0,61—0,7	c , МПа	0,03	0,027	0,022	0,02
	φ	21°	20°	19°	18°
0,71—0,8	c , МПа	0,022	0,019	0,016	0,012
	φ	21°	20°	19°	18°

Відповідно до правил визначення відносної характеристики деформування та діючих норм, показником, який кількісно характеризує просадочність лесового ґрунту, є коефіцієнт відносної просадочності ϵ_{sl} . Його обчислюють як відношення деформації зразка, що сталася від зволоження, до початкової висоти зразка:

$$\epsilon_{sl} = \frac{e_{n.p} - e_{sat.p}}{1 + e_{n.g}} = \frac{h_{n.p} - h_{sat.p}}{h_{n.g}}, \quad (16.1)$$

де $e_{n.p}$, $h_{n.p}$ та $e_{sat.p}$, $h_{sat.p}$ — коефіцієнти пористості або висоти зразка відповідно природної вологості та після зволоження, коли діє тиск, що дорівнює тискові на конкретній глибині від зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту $P = \sigma_{z.p} + \sigma_{z.g}$; $e_{n.g}$ і $h_{n.g}$ — коефіцієнт пористості та висота зразка природної вологості при дії тиску від власної ваги ґрунту $p = \sigma_{z.g}$.

Щоб виконати розрахунок за формулою (16.1), потрібно мати результати лабораторних досліджень зразків непорушеної структури в компресійних приладах.

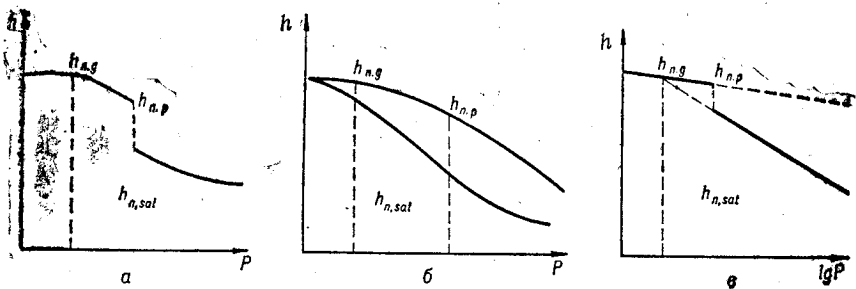


Рис. 16.2. Графіки для визначення коефіцієнта відносної просадочності: а — метод однієї кривої; б — метод двох кривих; в — метод проф. М. Н. Гольдштейна

Дослідження виконують за різними схемами, кожна з яких має переваги і недоліки. На рис. 16. 2, а, б, в зображено графіки зміни висоти зразків лесового ґрунту. Перший графік відповідає методу однієї кривої, коли на зразок природної вологості в компресійному приладі діють тиском p , після чого ґрунт зволожують. Другий графік (метод двох кривих) передбачає випробування двох зразків, один з яких — природної вологості, а другий — насичений водою. Нарешті, третій графік використовує відому особливість графічного зображення результатів випробувань, що полягає в випрямленні компресійної кривої на графіку, який побудовано в напівлогарифмічних координатах (пропозиція проф. М. Н. Гольдштейна та Н. О. Макаренка).

За першою схемою визначення ϵ_{sl} за формулою (16.1) можливе тільки для одного тиску P , при якому відбулося зволоження. Друга схема дає можливість за результатами компресійних випробувань двох зразків визначити за формулою (16.1) показник просадочності для будь-якого тиску в межах інтервалу навантажень, який використовували в дослідях. За третьою схемою результати компресійних випробувань одного зразка можна використати для оцінки мінливості ϵ_{sl} .

Такі досліди дають можливість встановити початковий тиск просадочності P_{sl} , за який приймають той тиск, при якому під

Таблиця 16.5. Початковий тиск просадочності

Населені пункти України	Початковий тиск просадочності P_{sl} , МПа	Товщина лесового ґрунту H_{sl} , м
Асканія-Нова	0,02—0,2	13—15
Біла Церква	0,02—0,21	11—12
Дніпродзержинськ	0,02—0,15	15
Кіровоград	0,11—0,23	12—14
Рівне	0,06—0,23	12—13
Умань	0,04—0,22	13—15
Чугуїв	0,12—0,21	9—11
Шебелінка	0,1—0,25	15—16

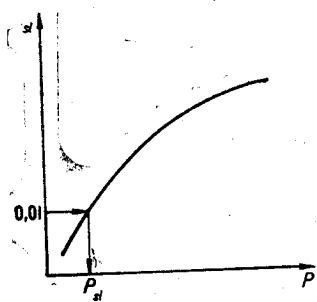


Рис. 16.3. Графік залежності коефіцієнта відносної просадочності ϵ_{sl} від тиску P і схема визначення початкового тиску просадочності P_{sl}

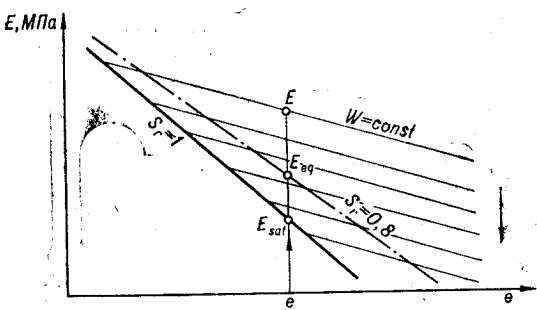


Рис. 16.4. Графік-номограма взаємозв'язку модуля деформації та фізичних властивостей лесового ґрунту

час компресійних випробувань відносна просадочність дорівнювала 0,01 (1%). На рис. 16.3 наведено графічний спосіб встановлення P_{sl} .

У табл. 16.5 вміщено значення початкового тиску просадочності P_{sl} для деяких міст республіки за даними М. В. Корнієнка.

Відносну просадочність можна визначити, використовуючи матеріали табл. 16.3, за формулою

$$\epsilon_{sl} = \frac{\beta (P - P_{sl}) \left(\frac{1}{E_{eq}} - \frac{1}{E} \right)}{1 - \frac{\beta}{E} (P - P_{sl})} \quad (16.2)$$

де E та E_{eq} — модулі деформації відповідно з таблиці або з графіка-номограми (рис. 16.4) для ґрунту з коефіцієнтом пористості e , природного ступеня вологості S_r та того ступеня вологості, що виник після зволоження $S_{r,eq}$; β — коефіцієнт, який залежить від коефіцієнта Пуассона; P — тиск, для якого визначають відносну просадочність, МПа.

Наприклад, треба визначити ϵ_{sl} лесового ґрунту, у якого $e=1,05$, $S_r=0,4$, $P_{sl}=0,08$.

З табл. 16.3 маємо: $E_{eq}=4$ МПа, $E=17$ МПа. Тоді для сумарного тиску $P=0,25$ МПа за формулою (16.2) після зволоження ґрунту до ступеня вологості $S_{r,eq}=0,8$ коефіцієнт відносної просадочності

$$\epsilon_{sl} = \frac{0,5(0,25 - 0,08) \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{17} \right)}{1 - \frac{0,5}{17} (0,25 - 0,08)} = 0,026.$$

Залежно від умов будівництва, призначення будівель і споруд можливі різні причини зволоження лесового ґрунту.

Якщо за довгостроковим прогнозом встановлено, що підняття рівня ґрунтової води не буде, поверхневі води не можуть зволожити лесовий ґрунт, існуючі об'єкти або будівлі і споруди, що зводяться, не обладнані мережами водопроводу, каналізації та теплофікації, то можлива вологість на межі розкочування W_p .

Якщо об'єкти будівництва обладнано інженерними мережами, що несуть воду, можливе локальне замочування частини або всієї товщі лесового ґрунту внаслідок аварії систем водопроводу, каналізації або опалення, то в таких випадках, як правило, виникають нерівномірні просідання основи, що призводить до пошкодження будівель та споруд, а іноді й до аварійного стану їх.

У практиці експлуатації будівель бувають випадки, коли житлові будинки, які споруджувалися багато років тому і не мали пошкоджень несучих конструкцій, зазнавали деформацій після того, як під час благоустрою їх обладнували п'ятьма трубопроводами (холодне та гаряче водопостачання, каналізація, пряма та зворотна магістралі теплопостачання). Кожен з цих трубопроводів транспортує воду і при протіканні стає причиною замочування, а через деякий час — і розвитку деформацій несучих конструкцій.

На рис. 16.5 показано приклади нерівномірності деформацій будівель після локального зволоження в середині або по краях і характерні розміщення та орієнтація тріщин.

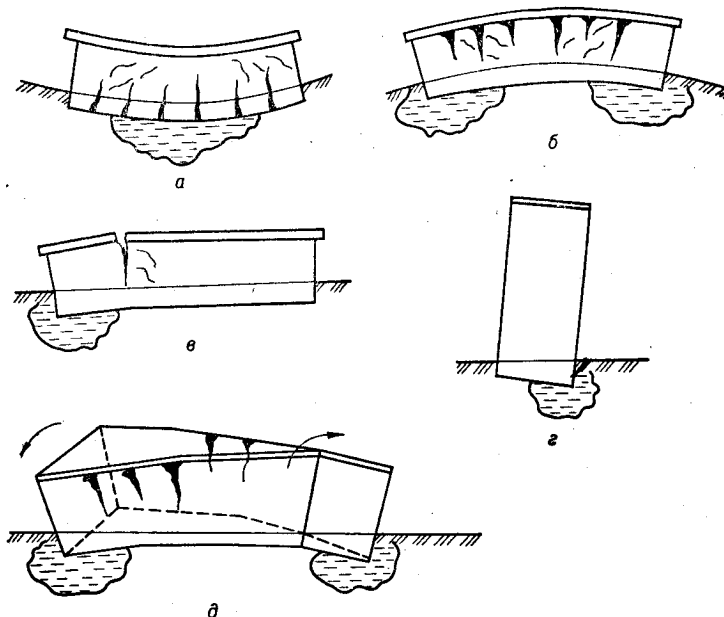


Рис. 16.5. Схеми нерівномірних деформацій будівель залежно від місця замочування основи:

а — в середині будівлі; б — під краями будівлі; в — з одного краю; г — під поздовжньою стіною; д — під краями з різних боків

Якщо ж територія підтоплюється або на ділянці є об'єкти з виробничими процесами, які потребують великого об'єму води (мокра технологія), зволоження і просідання лесового ґрунту відбуваються одночасно на значній площі.

Досвід показав, що залежно від можливості розвитку просідання від власної ваги зволоженого ґрунту та додаткового тиску можна виділити чотири (СНиП 2.02.01-83) різних випадки.

При невеликій товщі лесового ґрунту зволоження майже не викликає деформацій від власної ваги ґрунту ($P_{sl} \geq \sigma_{z.g}$), а додатковий тиск спільно з природним спричинює просідання поблизу від підшви фундаменту.

При значному нашаруванні лесового ґрунту, починаючи з деякої глибини, створюється нова зона, де можливе просідання. Тут воно в основному пов'язане з великим навантаженням від власної ваги зволоженого ґрунту та з малими величинами P_{sl} ($\sigma_{z.g} > P_{sl}$).

Таким чином, будова лесової товщі та особливості властивостей лесового ґрунту стали основою розподілу всіх умов нашарування на два типи.

До першого типу ґрунтових умов віднесено такі товщі лесового ґрунту, де просідання від власної ваги замоченого ґрунту практично не відбувається або не перевищує 5 см. Для цього типу можливі такі співвідношення показників:

$$P_{sl} > \sigma_{z.g}$$

в усій товщі;

$$P_{sl} < \sigma_{z.g}$$

у межах товщі близько 2 м;

$$S_{sl} <$$

5 см.

До другого типу ґрунтових умов віднесено такі товщі, де просідання від власної ваги замоченого ґрунту відбувається в нижній частині товщі, і воно більше за 5 см. Для цього типу характерні такі співвідношення:

$$P_{sl} < \sigma_{z.g} \text{ у межах товщі більшої за 2 м;}$$

$$S_{sl} \geq 5 \text{ см.}$$

Визначення типу ґрунтових умов за просадочністю провадять з використанням матеріалів лабораторних досліджень. При цьому просідання від власної ваги замоченого ґрунту

$$S_{sl.g} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl.i} h_i k_{sl.i}, \quad (16.3)$$

де $\varepsilon_{sl.i}$ — відносна просадочність i -го шару ґрунту при дії середнього тиску від власної ваги зволоженого ґрунту; h_i — товщина i -го шару ґрунту, см; $k_{sl.i}$ — коефіцієнт, який для лесового нашарування товщиною $H_{sl} \leq 15$ м дорівнює одиниці, для $H_{sl} \geq 20$ м $k_{sl.i} = 1,25$, а у межах вказаного інтервалу від 15 до 20 м — за інтерполяцією; n — кількість шарів ґрунту, на яку ділиться зона просідання.

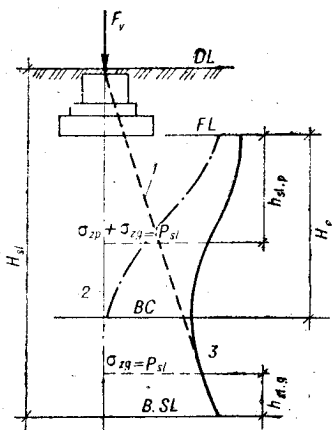


Рис. 16.6. Розрахункова схема для визначення просідання лесового ґрунту:

1 — епора тиску від власної ваги замоченого ґрунту σ_{zg} ; 2 — епора додаткового тиску від зовнішнього навантаження та ваги фундаменту σ_{zp} ; 3 — епора сумарного тиску $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$

В особливо відповідальних випадках або при забудові нового мікрорайону чи промислового комплексу тип ґрунтових умов визначають за результатами польового експерименту. З допомогою штучного замочування товщі лесового ґрунту після геодезичних спостережень за рівнем глибинних та поверхневих марок встановлюють величину просідання від власної ваги замоченого ґрунту.

Цей метод має велику трудомісткість, високу вартість і потребує багато часу (кілька місяців).

Просідання товщі лесового ґрунту від власної ваги супроводжується не тільки вертикальними, але й горизонтальними переміщеннями, а на поверхні ґрунту утворюється воронка просадочності. Криволінійна частина воронки формується залежно від інженерно-геологічної будови території, фізико-механічних властивостей лесових ґрунтів та умов замочування.

Горизонтальне переміщення u_{sl} на поверхні при просіданні від власної ваги ґрунту, якщо причиною замочування було підняття рівня ґрунтової води або поступове накопичення вологи внаслідок інфільтрації, визначають за формулою

$$u_{sl} = 0,33 \left(\frac{S_{sl,g}}{r_0} - 0,005 \right) (r_0 + \cos \pi x), \quad (16.3a)$$

де $S_{sl,g}$ — просідання від власної ваги замоченого ґрунту, см; r_0 — розрахункова напівдовжина криволінійної частини воронки, см; x — відстань від центра ділянки замочування до точки, де визначають горизонтальне зміщення, см.

Будівництво об'єктів на товщах лесових ґрунтів еупроводжується виникненням додаткового тиску від зовнішнього навантаження, який докорінно змінює умови розвитку просідання. На рис. 16.6 показано розрахункову схему для такого випадку.

Розрахунок лесових основ за II групою граничних станів, тобто за деформаціями, провадять за умови, що загальна деформація основи, яка складається з осідання ґрунту природної вологості S та просідання, яке сталось внаслідок замочування, S_{sl} не повинна бути більшою за гранично допустиму величину деформації S_u за СНиП 2.02.01-83. Якщо умова не виконується, то за техніко-економічними розрахунками вибирається найбільш вдалий варіант влаштування основ та фундаментів на просадочних ґрунтах.

Крім цієї умови, перевіряють також умову обмеження нерівномірності деформацій основи $(\Delta S/L)_u > (\Delta S/L)$.

Послідовність проектування фундаментів на лесових ґрунтах може бути такою:

1. Оцінюються інженерно-геологічні умови з визначенням типу лесової товщі за просадочністю.

2. Визначаються навантаження на фундаменти та їх глибини закладення за загальними правилами.

3. Встановлюється розрахунковий опір основи залежно від наміченого заходу усунення просадочності:

за табл. 4 СНиП 2.02.01-83 (додаток 3);

за початковим тиском просадочності $R = P_{sl}$;

за формулою (10.1), в якій показники міцності ϕ_{II} і c_{II} встановлено для ущільненого ґрунту;

за формулою (10.1), в якій показники міцності ϕ_{II} і c_{II} встановлено для ґрунту природної вологості, якщо $W > W_p$ або вологості на межі розкочування, якщо $W < W_p$;

за формулою (10.1), в якій показники міцності ϕ_{II} і c_{II} встановлено для водонасиченого ґрунту після його просідання, якщо загальна деформація не перевищує S_u .

4. Попередньо визначаються розміри підшви фундаменту відповідно до призначеного розрахункового опору основи.

5. Визначається власна вага фундаменту.

6. Визначається осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.

Осідання розраховується як для звичайних ґрунтів, які не мають властивостей просадочності, а характеристики деформативності приймають відповідними до природної чи сталої вологості. Можливе використання спрощених методів розрахунку, наприклад І. О. Розенфельда.

7. Визначається просідання фундаменту з використанням розділення стисливої товщі на допоміжні шари згідно з розрахунковою схемою методу пошарового підсумовування. Для цього використовується формула (16.3) з урахуванням таких особливостей як $\epsilon_{sl,i}$ — відносна просадочність i -го шару ґрунту при дії середнього тиску від власної ваги зволоженого ґрунту та зовнішнього навантаження (сумарного тиску); $k_{sl,i}$ — коефіцієнт, який при ширині підшви фундаменту $b \geq 12$ м дорівнює одиниці для всіх шарів ґрунту; при $b \leq 3$ м його визначають за формулою

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(P - P_{sl,i})/P_0,$$

тут P — середній тиск під підшвою фундаменту, кПа; $P_{sl,i}$ — початковий тиск просадочності i -го шару ґрунту; P_0 — тиск, що дорівнює 100 кПа;

при $3 < b < 12$ м коефіцієнт визначають за інтерполяцією.

8. Визначається загальна деформація основи: осідання + просідання.

У результаті вибирають групу заходів для ліквідації шкідливого впливу просідання та проектують варіанти влаштування

Таблиця 16.6. Рекомендації для вибору способу влаштування основ та фундаментів на лесових просадочних ґрунтах

Тип ґрун- тових умов за просадочні- стю	Заходи для зниження шкідливого впливу просідання		
	Часткове або повне усунення про- садочності лесового ґрунту	Прорізання фундамен- тами лесового ґрунту	Застосування комплексу заходів
I тип	Зниження тиску під подошвою фундаментів до $P=P_{st}$ Ущільнення ґрунту (трамбування, буронабивні палі різ- витрамбування, ґрунтові подуш- ки та ґрунтові палі, використання забивних блоків) Закріплення ґрунту (силікатиза- ція, випалювання, глинізація і т. ін.)	Забивні залізобетонні призматичні та піра- мідальні палі	
II тип	Ущільнення ґрунту (попереднє замочування одно- або двостадій- не з вибухами або без них) Закріплення ґрунту (силікатиза- ція, випалювання) Армування ґрунту елементами підвищеної міцності (палі з ґрун- тоцементу або ґрунтошлаку)	Забивні залізобетонні палі, в тому числі складені Буронабивні палі різ- них типів з заходами для зменшення нега- тивного тертя	Часткове усунення просадочно- сті Водозахисні заходи Конструк- тивні заходи

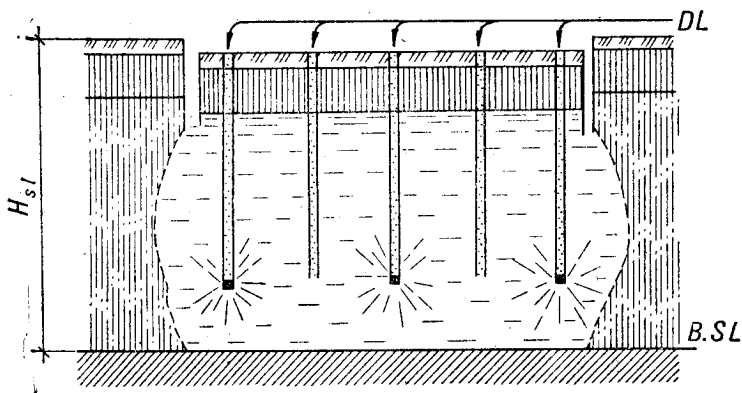
основ і фундаментів, з яких вибирають найефективніший (табл. 16.6).

Для I типу товщ лесового ґрунту за просадочністю доцільне широке використання часткового або повного усунення просадочності. Застосовують як механічне ущільнення, так і закріплення ґрунту тим чи іншим способом.

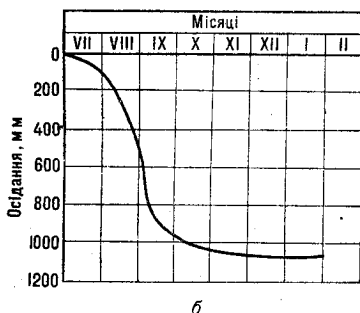
В умовах лесових товщ II типу за просадочністю, коли про-
сідання виникає здебільшого на значній глибині від поверхні,
усунути просадочні властивості можна з допомогою попереднього
замочування ґрунту. При цьому ущільнення його відбувається
під дією ваги замоченого масиву. Щоб скоротити строки
ущільнення, а також збільшити його ефект, застосовують вибу-
хи зарядів, які розміщують у заздалегідь пробурених свердловни-
нах на деякій глибині (рис. 16.7, а, б).

Просадочність лесового ґрунту можна також усунути, засто-
совуючи хімічні сполуки (наприклад, розчин рідкого скла), які
подають через ін'єктори у товщу лесового ґрунту або за рахунок
термічної обробки. Детально про ці заходи йдеться в розд. 13.

Пальові фундаменти в просадочних ґрунтах проектують так,
щоб кінці паль досягали шарів ґрунту, які не мають просадоч-
них властивостей (скельних, піщаних щільних та середньої щіль-
ності або пилувато-глинястих твердої та напівтвердої конси-
стенції).



a



b

Рис. 16.7. Ущільнення лесової товщі Іґ типу за просадочністю:

a — попереднє замочування товщі лесового ґрунту H_{sl} та використання вибухівки за методом проф. І. М. Литвинова; б — графік осідання ґрунту залежно від часу

Треба пам'ятати, що після зволоження лесового ґрунту сила тертя по бічній поверхні палі різко зменшується, а тому розрахунковий опір по бічній поверхні палі в межах лесової товщі визначають за показником текучості, який обчислюють для випадку $S_r = 0,9$ за формулою

$$I_L = \frac{0,9 e \gamma_w - W_P}{\gamma_s - W_P} W_L \quad (16.4)$$

Несучу здатність палі в II типі ґрунтових умов розраховують, беручи до уваги негативне тертя, яке в даному разі не тільки не підвищує несучої здатності, а, навпаки, іноді значно зменшує її.

Несучу здатність палі в ґрунтових умовах II типу визначають з умови

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n \quad (16.5)$$

де γ_c — коефіцієнт умов роботи, який залежить від можливого просідання палі; P_n — негативна сила тертя, кН, яку визначають згідно з указаннями СНиП 2.02.03-85 залежно від характеру товщі лесового ґрунту, розмірів палі та розрахункового опору ґрунту зрушенню; F_d — несуча здатність палі, кН; γ_k — коефіцієнт надійності.

Щоб зменшити силу негативного тертя, іноді використовують антифрикційне обмазування паль та інші заходи. Так, Запорізьке відділення НДІБК спільно з трестом Укргідроспецфундаментбуд розробило такий метод влаштування набивних паль в умовах товщ лесового ґрунту II типу за просадочністю, який полягає в тому, що за рахунок створеної навколо палі багат шарової оболонки значно зменшені додаткові напруження, які виникають між масивом просадочного лесового ґрунту та тілом палі. Поверхня ковзання в цьому разі виникає безпосередньо по антифрикційній стінці.

Роботи виконуються у такій послідовності. Спочатку пробувають свердловину і заглиблюють у неї обсадну трубу, на внутрішню поверхню якої нанесено шар термопластичного матеріалу, наприклад бітуму, та оболонку з еластичної пластмаси. На поверхні оболонки встановлені анкери. Після бетонування ствола палі та твердіння бетону з допомогою електроструму розігрівають обсадну трубу і витягають її із свердловини. У створений після виймання труби проміжок нагнітають антифрикційний матеріал, наприклад солідол. Встановлені раніше анкеруючі елементи під дією тиску вдавлюють у ґрунт.

Така кільк шарова оболонка в разі просідання замоченого лесового ґрунту майже повністю виключає можливість додаткового навантаження палі від негативного тертя.

Остання група заходів полягає в тому, що в умовах залягання товщ лесових ґрунтів II типу використовують комплекс заходів, який складається з часткового усунення просадочності (найчастіше за рахунок створення трамбуванням маловодопроникного екрана), водозахисту лесової основи та конструктивних вирішень, що дають змогу підсилити надфундаментні конструкції і пристосувати їх до нерівномірності деформації основи.

Досвід показав, що дуже велике значення має відповідальне ставлення будівельників до реалізації простих, але ефективних заходів захисту лесового ґрунту від замочування. Це передусім розміщення будівель на ділянках, де залягають лесові ґрунти з меншими просадочними властивостями. Відомо, що підвищена місцевість буває більш безпечною з точки зору просадочності, ніж знижена. Тому об'єкти з великим водоспоживанням слід розташовувати нижче за рельєфом. Треба також виходити з того, що при правильному розміщенні будівлі на ділянці вода стікає без перешкод, а поверхнева вода не накопичується.

Крім того, поверхня ділянки планується. Мінімальний уклон приймається близько 0,002—0,003, а максимальний обмежується можливістю розмивання ґрунту при великих швидкостях поверхневих вод. Однак не слід зловживати зрізанням поверхневого шару та дернини, бо остання є відмінним ізолятором, природним захистом основи. А якщо зрізання необхідне, то треба передбачити ущільнення ґрунту під зрізаним шаром, а також сівбу багаторічної трави.

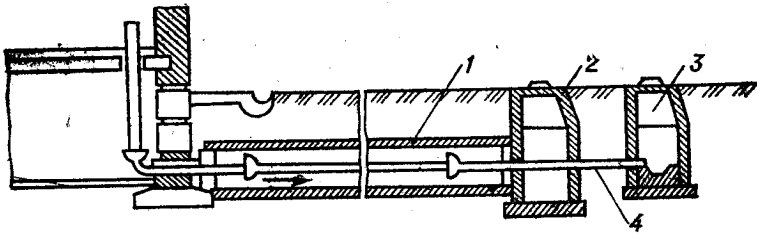


Рис. 16.8. Влаштування інженерних мереж у лотоках:

1 — лотік; 2 — сухий колодязь; 3 — мокрий колодязь; 4 — трубопровід.

При розміщенні будівель на схилах вище них для перехвату поверхневої води, що стікає, влаштовують нагрінні канави.

Особливу увагу приділяють влаштуванню вимощення навколо споруд та будівель, ширину якого приймають при організованому водовідведенні з покритті не менше 1 м, а при неорганізованому — не менше 1,5 м. Біля зовнішнього краю вимощення бажано ущільнити ґрунт або влаштувати лотік з уклоном.

Численні обстеження деформованих будівель дають підставу твердити, що найчастіше причиною замочування лесових основ є недостатнє ущільнення ґрунту зворотної засипки, де створюються умови, з одного боку, для акумуляції води, а з другого — для деформування асфальтового шару вимощення.

У ґрунтових умовах II типу вводи інженерних мереж доцільно розміщувати в колекторі або принаймні в лотоках з нахилом від будівлі і влаштуванням контрольних «сухих» колодязів (рис. 16.8). Перед влаштуванням підготовки під підлогу ґрунт ретельно ущільнюють іноді з прокладенням поліетиленової плівки для утворення водонепроникного екрана.

16.3. ФУНДАМЕНТИ НА СЛАБКИХ ГРУНТАХ

До слабких (дуже стисливих) ґрунтів належать водонасичені мулисті супіски ($e > 0,9$), суглинки ($e > 1$), глини ($e > 1,5$), стрічкові глини, мули, сапропелі тощо. Лесові ґрунти після водонасичення теж стають слабкими.

Для таких ґрунтів характерна дуже висока стисливість, яка проявляється іноді повільно і викликає надмірне осідання, а також великий ступінь вологості ($S_r \geq 0,8$).

Більшість перелічених слабких ґрунтів має тиксотропні властивості, тобто від динамічного впливу вони короткочасно втрачають структурну міцність, а потім поступово її відновлюють.

Під *стрічковими глинами* розуміють тонкошаруваті флювіогляціальні відклади з чергуванням піщаних та глинястих прошарків і чіткими анізотропними властивостями. Для них характерні висока вологість $W = 0,4 \dots 0,5$, мала щільність $\rho = 1,3 \dots 1,4$ т/м³, майже повна відсутність зчеплення $c_{II} = 0,02 \dots 0,03$ МПа, малий модуль деформації $E = 5 \dots 13$ МПа.

Мули — це пилувато-глинясті ґрунти, які утворилися на дні водоймищ і знаходяться в початковій стадії формування. Для них характерне недоущільнення. Мули бувають морські, озерні, болотні та алювіальні. В умовах природного залягання вони мають вологість, яка перевищує вологість на межі текучості, тобто такі ґрунти мають за ГОСТ 25100—82 текучу консистенцію.

Структурні зв'язки в мулах нестійкі. Це здебільшого зв'язки тиксотропно-коагуляційного типу. При дії на мули навіть невеликого тиску або ударного навантаження вони переходять у текучий стан. За класифікацією стандартів мули віднесено до групи уламкових.

Згідно з матеріалами досліджень різних мулів (М. П. Лисенко, 1972), вони мають досить своєрідний хімічний склад. Так, SiO_2 в них близько 40 %, CaO — 24, SO_3 — 7,2 %. Вологість мулу досягає $W=0,5\text{...}6$ (50...600 %), щільність $\rho=1,18\text{...}1,6$ т/м³, пористість $n=45\text{...}90$, коефіцієнт пористості $e=0,8\text{...}9$. Межі пластичності для чорноморського мулу: $W_L=0,4\text{...}1,25$, $W_p=0,12\text{...}0,93$, кількість органіки $I_{or}=14\text{...}40$ %.

Показники механічних властивостей мулу досить низькі. Кут внутрішнього тертя $\phi=4\text{...}26^\circ$, питоме зчеплення нульове, модуль деформації $E=0,3\text{...}4$ МПа; з глибиною показники механічних властивостей поліпшуються. Структурна міцність мулів також мала. Деякі різновиди мулів мають структурну міцність $R=0,015\text{...}0,03$ МПа.

Сапропелі — це вже біогенний ґрунт, який належить до прісноводних мулів. Вони утворилися після саморозкладання органічних (рослинних) решток на дні озер. Сапропелі мають властивості, які в значній мірі залежать від умов утворення, типу водоймища, кількості органічних речовин та карбонатів. Такі відклади відзначаються надзвичайно високою вологістю $W=0,8\text{...}20$ (80...2000 %), коефіцієнт пористості $e=1,7\text{...}25$; інакше кажучи, обсяг твердих частинок в 1,7—25 разів менший, ніж обсяг пор. Модуль деформації сапропелів $E=0,03\text{...}2$ МПа.

Проектування будівель та споруд на слабких ґрунтах відбувається з урахуванням таких правил:

1. Треба уникати порушення природного стану слабого ґрунту, яке веде до різкого зниження його механічних властивостей.
2. Не дозволяється збільшення навантажень на фундаменти під час експлуатації будівель та споруд.
3. Необхідно створювати умови для збереження однакового рівня ґрунтової води (влаштування протифільтраційних запон, дренажу, каналів).
4. Треба враховувати чутливість ґрунту до динамічних імпульсів та навантажень.
5. Слід враховувати величини структурної міцності ґрунту.
6. Фундаменти треба завантажувати одночасно, повільно і поступово на всій площі будівлі або споруди.
7. Слід створювати умови для зменшення нерівномірності осідань.

8. Необхідно пристосовувати надземні конструкції до нерівномірності осідань та збільшеної деформації основи.

Рекомендації для вибору раціональних заходів влаштування основ та фундаментів в умовах залягання слабких ґрунтів:

Заходи	Реалізація заходів
Ущільнення або закріплення слабого ґрунту	Передбудівельне ущільнення ґрунту з допомогою фільтруючого навантаження з улаштуванням піщаних або картонових дрен; електрохімічне закріплення ґрунту
Прорізання слабого ґрунту	Влаштування пальових фундаментів з використанням порожнистих паль; влаштування фундаментів типу «стіна у ґрунті»
Заміна слабого ґрунту	Влаштування подушок з крупного або середньої крупності піску на повну або часткову товщину слабого ґрунту для зменшення тиску на покриттю слабого ґрунту
Конструктивні міри	Проектування будівель та споруд простого окреслення в плані і однакової висоти; передбачення будівельного підйому і щільни між верхом трубопроводів та верхом отворів для них; передбачення можливості рихтування конструкцій; влаштування фундаментів у котлованах такої глибини та розмірів у плані, щоб вага відкопаного ґрунту була близькою до ваги будівлі чи споруди («плаваючий фундамент»); влаштування суцільних армованих швів або залізобетонних поясів по всіх несучих зовнішніх та внутрішніх стінах з анкеруванням плит міжповерхових перекриттів; виключення можливості впливу будівництва важких споруд на розміщені поряд існуючі будівлі; обмеження використання збірних залізобетонних фундаментів; влаштування залізобетонних поясів на рівні верху збірних фундаментних плит та верху цоколю з арматури $\varnothing \geq 10$ мм загальною площею не менше як $A = 8 \dots 12 \text{ см}^2$

Слід зазначити, що найкращим заходом з тих, які перелічено в рекомендаціях, є прорізання слабких ґрунтів палями. Однак при цьому треба враховувати негативне тертя по бічній поверхні паль у межах слабого ґрунту. Відповідно до указань СНиП 2.02.03-85, розрахункові опори ґрунту приймаються для мулів та сапропелю меншими на 5 кПа, ніж для звичайного ґрунту.

Класичним прикладом деформації водонасиченої основи з часом є будівництво та експлуатація 55-метрової башти в італійському місті Піза. Вона будувалася кілька століть, починаючи з 1173 р. на ділянці, яка піднята над рівнем Середземного моря на 2,8 м. Фундамент башти — з природного тесаного каменя, кільцевий з діаметром близько 20 м та глибиною закладення 2 м. Середній тиск на основу $p = 0,5 \text{ МПа}$.

В основі фундаменту залягають пізанські водонасичені глини з прошарками піску. Глини мають такі показники фізичних властивостей: вологість на межі текучості $W_L = 72 \%$, вологість на межі пластичності $W_{Pl} = 28 \%$, число пластичності $I_{Pl} = 44 \%$, показник текучості $I_L = 5,6$, кількість органічної речовини $I_{от} = 2,2 \%$. За роки існування башти сталося велике нерівномірне осідання (рис. 16.9). Під південним боком фундаменту осідання

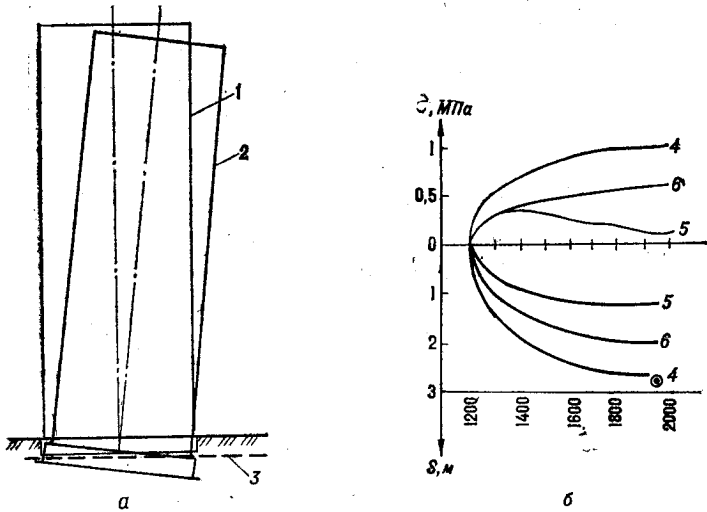


Рис. 16.9. Деформації основи Пізанської башти:

a — схеми крену башти; *б* — графіки тиску під підшовою та осідання фундаментів башти; 1 — положення башти до деформації; 2 — положення башти після деформації; 3 — рівень Середземного моря; 4 — південна частина фундаменту; 5 — північна частина фундаменту; 6 — середній тиск та осідання фундаменту

кладає $S=2,8$ м, а під північним — $S=1,2$ м; крайовий тиск відповідно $P_{\max}=0,9$ МПа та $P_{\min}=0,1$ МПа.

У результаті такої нерівномірної деформації вертикальна вісь башти відхилилась на висоті 55 м до 6 м. Розвиток нахилу був помічений ще в XIII в.; і тоді будівельники для поліпшення роботи башти спробували змістити її верхню частину в бік, протилежний найбільшому осіданню, і створити розвантажуючий момент. Але це не допомогло, крен зростає. Процес продовжується і тепер, а вісь башти щорічно хилиється на 3,3 мм.

У 1932 р. була зроблена спроба закріплення ґрунту закачуванням в основу близько 1000 т цементного розчину, але нерівномірне осідання не припинилося.

16.4. ФУНДАМЕНТИ НА ЗАТОРФОВАНИХ ГРУНТАХ І ТОРФАХ

Заторфовані ґрунти та торфи, відповідно до вказівок ГОСТ 25100—82, віднесено до біогенних (озерних, болотних або озерно-болотних) ґрунтів. Вони є у заплавах річок та на заплавинних терасах.

До заторфованих ґрунтів належать піщані та пилувато-глинясті ґрунти з відносним вмістом органічних речовин від 0,1 до 0,5. Якщо відносний вміст органічних речовин більший за 0,5, то такий ґрунт називається торфом. Крім того, використовують класифікацію заторфованих ґрунтів за відносним вмістом органіки. Так, при $0,1 < I_{or} \leq 0,25$ ґрунт вважають слабкзаторфованим,

при $0,25 < I_{or} \leq 0,4$ — середньозаторфованим, при $0,4 < I_{or} \leq 0,5$ — дуже заторфованим.

В умовах природного залягання такі ґрунти, як правило, водонасичені. При цьому ґрунтові води досить агресивні щодо підземних конструкцій будівель і споруд.

Заторфовані ґрунти або торфи можуть бути на поверхні (відкриті), а можуть і залягати на деякій глибині від поверхні (поховані). Останні щільніші, ніж відкриті.

Відносним вмістом органічної речовини називається відношення маси органічної речовини в ґрунті, висушеному при температурі $+100$ — 105 °С, до маси зразка. Для визначення цієї характеристики береться наважка висушеного ґрунту і прожарюється в муфельній печі при температурі $+600$ °С. Тоді

$$I_{or} = \frac{g_1 - g_2}{g_1 - g_0}, \quad (16.6)$$

де g_0 — маса тигля, г; g_1 , g_2 — маси тигля відповідно з наважкою висушеного ґрунту і з прожареним ґрунтом, г.

Число пластичності пілуватого-глинястого заторфованого ґрунту визначають після видалення органічних речовин.

Торфи та заторфовані ґрунти відзначаються великою стисливістю і порівняно малою структурною міцністю. Це пов'язано насамперед із значною пористістю ґрунту, яка досягає кількох сотень процентів, тобто об'єм мінеральної та органічної частин в кілька разів менший, ніж об'єм пор. За даними проф. П. А. Коввалова (1980), структурна міцність таких ґрунтів коливається від $0,01$ до $0,045$ МПа, модуль деформації для відкритих торфів $E_0 = 0,1 \dots 0,25$ МПа, а для схованих — $E_0 = 1 \dots 3$ МПа.

В. Є. Васильєвський (1965) наводить матеріали спостережень, які проводилися на ділянці надзаплавинної тераси колишньої річки Либідь у Києві. Там п'ятиповерхові житлові будинки зведено на нерівномірній товщі заторфованого ґрунту та зхованого торфу. За кілька років експлуатації цих будинків виникло осідання фундаментів у середньому на 75 см, а в окремих випадках близько 98 см. Аналогічний випадок зареєстровано з будинком на бульварі Шевченка в столиці України, де середнє осідання близько 60 см.

Органічні речовини в заторфованих ґрунтах зазнають поступової мінералізації та розкладання, які ведуть до появи додаткової пористості та деформації основ. Ступінь розкладання органічної речовини D_{pd} визначають як відношення маси повністю розкладеної частини ґрунту до його загальної маси. Відомо, що, чим більший ступінь розкладання, тим менша деформативність ґрунту.

Орієнтовно визначити показники деформативності і міцності торфів та заторфованих ґрунтів залежно від ступеня розкладання, вмісту органічних речовин, текучості та коефіцієнта пористості можна з допомогою довідкової літератури, наприклад, ви-

користовуючи «Пособие по проектированию основ зданий и сооружений» (1986).

Завдяки значній деформативності дуже заторфованих ґрунтів та торфу влаштування фундаментів безпосередньо на їх поверхні неможливе. Якщо під подошвою фундаменту є шар ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа, товщина якого більша за ширину фундаменту, осідання основи визначають з урахуванням загального тиску на рівні подошви фундаменту (разом з природним тиском).

Фундаменти на заторфованих ґрунтах та торфах розраховують як за несучою здатністю, так і за деформаціями.

Якщо розрахункове осідання основи спільно з осіданням від мінералізації або розкладання органічних речовин не перевищує граничного, а навантаження на ґрунт не перевищує несучої здатності, то додаткових заходів до пристосування об'єкта не передбачають. В інших випадках передбачають такі заходи:

Заходи	Реалізація заходів
Повне або часткове прорізання шару заторфованого ґрунту або торфу фундаментами з підвищеною глибиною закладення	Використання пальових фундаментів на забивних залізобетонних палях; використання фундаментів мілкого закладення
Повна або часткова заміна заторфованого ґрунту або торфу	Влаштування піщаних подушок з крупнозернистого або середньозернистого піску, який одночасно виконує і роль дренажу; влаштування подушок із щебеню, гравію, природної піщано-гравійної суміші або промислових відходів
Ущільнення заторфованого ґрунту або торфу поглибленим завантаженням основи шаром насипного чи намитого ґрунту	Влаштування штучних дрен з подальшим відсіпанням насипу на поверхні або намиванням шару піску для прискорення процесу ущільнення насиченої водою товщі слабого ґрунту
Пристосування надземних та підземних конструкцій до нерівномірного осідання	Використання монолітних залізобетонних перехресних фундаментів або суцільних залізобетонних плит; влаштування замкнених залізобетонних поясів та армованих швів

Якщо ущільнення заторфованого ґрунту запроєктовано за рахунок шару піску, то кінцеве осідання торфу або заторфованого ґрунту визначають з допомогою емпіричної формули

$$S = 3Ph / (3E + 4P), \quad (16.7)$$

де P — тиск від піщаного шару на поверхні заторфованого ґрунту, кПа; h — товщина шару заторфованого ґрунту, м; E — модуль деформації заторфованого ґрунту, кПа.

Наприклад, якщо на триметрову товщу заторфованого ґрунту з модулем $E = 1000$ кПа намото два метри піску з питомою вагою $\gamma = 18$ кН/м³, то осідання заторфованого ґрунту, якщо тиск від піщаного шару становить $P = \gamma h = 18 \cdot 2 = 36$ кПа, $S = 3 \cdot 36,0 \times \times 2 / (3 \cdot 1000 + 4 \cdot 36) = 0,07$ м = 7 см.

Використання передбудівельного ущільнення заторфованого

грунту здебільшого дешевше, ніж влаштування паливних фундаментів або видалення такого ґрунту з заміною його піщаними або щелебевими подушками.

Досвід показав, що розподіл деформації по глибині заторфованого ґрунту нерівномірний. Найбільша деформація із значними бічними переміщеннями відбувається у верхній зоні. Для зменшення бічних переміщень можна запропонувати створення по периметру будови одно- або дворядну стінку з забивних залізобетонних паль, верхня частина яких поєднана монолітним ростверком. Для фільтрації води на поверхні влаштовують піщану подушку завтовшки близько одного метра. В цьому випадку робота основи стає подібною до компресійного стиснення ґрунту без можливості бічного розширення.

Слід пам'ятати, що застосування піщаних подушок в умовах суфозії недоцільне, так само як і при наявності напірного горизонту води в межах подушки.

16.5. ФУНДАМЕНТИ НА ГРУНТАХ, СХИЛЬНИХ ДО НАБРЯКАННЯ

Деякі глини після зволоження мають властивість збільшувати свій об'єм. Це — ґрунти, здатні до набрякання. Вони є в Криму біля міст Керчі та Феодосії, а також у Закавказзі, Казахстані, на Поволжі.

Відповідно до ГОСТ 25100—82, ґрунтами, здатними до набрякання, вважаються такі породи, в яких зволоження водою або іншою рідиною спричиняє збільшення об'єму, а відносне набрякання в умовах відсутності тиску (вільне набрякання) $\varepsilon_{sw} \geq 0,04$.

Відносне набрякання при дії тиску визначають з допомогою компресійних випробувань

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (16.8)$$

де h_n та h_{sat} — відповідно висота зразка природної вологості під тиском P та після зволоження при тому ж тискові.

Є кілька методів випробувань. За методом однієї кривої зразок встановлюють у прилад, стискають тиском P , а після консолидації деформації зволожують до повної стабілізації набрякання ґрунту. Іноді (метод двох кривих) один з двох зразків зволжухують без навантаження до стабілізації набрякання, а потім, повільно підвищуючи тиск, провадять компресійні випробування зразка. Другий зразок стискають без зволоження. Відносне набрякання можна розрахувати для будь-якого тиску за методом двох кривих.

Головну роль у процесі набрякання відіграє глиняста фракція в породі. Особливе значення має наявність таких мінералів, як іліт, монтморилоніт. Завдяки особливостям тонкодисперсної фракції в ґрунті утримується велика кількість фізично зв'язаної

води. Остання активно виявляє здатність розклинювати тверді мінеральні частинки ґрунту, що веде до його набрякання. Таким чином, водна оболонка разом з гідрофільним характером глинястих мінералів сприяє розсуванню скелета ґрунту.

Встановлено, що найчастіше набрякання починається після перевищення деякої початкової щільності ґрунту. Підвищення щільності веде до зростання відносного набрякання, що пов'язано зі збільшенням кількості мінеральних глинястих частинок у одиниці об'єму.

Відносне набрякання знаходиться в зворотній пропорційності до початкової вологості ґрунту (проф. Є. А. Сорочан, 1974).

Залежно від зовнішнього навантаження, можливе або набрякання, або просідання. Звичайно набрякання із зростанням тиску в певних межах зменшується, а просідання збільшується. Зростання тиску з нуля до 0,15 МПа зменшує відносне набрякання на 70...80 %. Під час компресійних випробувань можна визначити так званий тиск набрякання. Для цього в приладі розміщують зразок ґрунту непорушеної структури, зволожують, поступово стискають і фіксують такий тиск, з якого починається деформація. Чим більше вільне набрякання ґрунту, тим більший тиск набрякання P_{sw} . Відомі випадки, коли в деяких хвалинських глинах тиск набрякання $P_{sw}=0,4...0,6$ МПа.

Підняття фундаменту від набрякання

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n e_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (16.9)$$

де $e_{sw,i}$ — відносне набрякання ґрунту i -го шару при дії тиску P ; h_i — товщина i -го шару ґрунту, м; $k_{sw,i}$ — коефіцієнт, який залежить від загального вертикального напруження на глибині z , $k_{sw} = 0,6...0,8$; n — кількість шарів, на яку розділено зону набрякання ґрунту.

Підсумовування за формулою (16.9) ведуть до нижньої межі зони набрякання, де загальне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ від фундаменту, власної ваги зволоженого та незволоженого ґрунту дорівнює тисковій набряканню P_{sw} .

Процес набрякання має зворотний характер. Якщо сушити ґрунт після набрякання, то виникає усадка ґрунту, тобто зменшення об'єму. Величина усадки, як і величина набрякання, залежить від багатьох факторів: дисперсності ґрунту, його щільності та вологості. Деформація ґрунту за рахунок усадки

$$S_{sh} = \sum_{i=1}^n e_{sh,i} h_i k_{sh,i}, \quad (16.10)$$

де $e_{sh,i}$ — відносна лінійна усадка ґрунту i -го шару від висихання, яку визначають за відношенням різниці висот найбільш вологого та висушеного зразків до висоти зразка до висихання; h_i — товщина i -го шару ґрунту; n — кількість шарів; k_{sh} — коефіцієнт, який приймають 1,3.

Якщо деформації основи, визначені за формулами (16.9), (16.10), більші, ніж граничні за рекомендаціями норм, або несуча здатність основи недостатня, передбачають заходи для зменшення шкідливого впливу цих деформацій:

Заходи	Реалізація заходів
Водозахисні	Захист від місцевого замочування поверхневою водою: планування території; організоване водовідведення з покрівель; якісне вимощення; влаштування зливовідвідної мережі; влаштування дренажу
Повна або часткова заміна шару ґрунту, схильного до набрякання	Влаштування для стрічкових фундаментів на покрівлі або в межах шару ґрунту, схильного до набрякання, компенсуючих подушок, якщо тиск на основу більший за 0,1 МПа, з будь-якого піску, крім пилюватого, заміна ґрунту місцевими іншими ґрунтами, які не набрякають, з доведенням його до заданої щільності і даліше спорудження фундаментів, як на звичайній основі
Конструктивні	Підвищення гнучкості та міцності будівель і споруд шляхом розділення їх на відсіки осадочними швами; влаштування замкнених залізобетонних поясів
Попереднє замочування основи	Відкопування неглибокого котлована з подальшим бурінням свердловин на його дні; заповнення свердловин дренажним матеріалом; замочування основи до часу коли загальне підняття поверхні досягне приблизно $0,8 h_{zw}$
Повне або часткове прорізання фундаментами шару ґрунту, здатного до набрякання	Влаштування пальового фундаменту, палі якого спираються на ґрунт, що не набрякає; використання анкеруючих паль; використання звичайних фундаментів мілкового закладення з підвищеною глибиною закладення

У селищі поблизу Керчі були збудовані двоповерхові дерев'яні житлові будинки, під фундаментами яких залягають глини, схильні до набрякання. Постійне зволоження ґрунту поверхневими та водами, що витікають з інженерних мереж зумовило розвиток набрякання його із значним тиском. Останній, діючи на підшви стрічкових фундаментів легких будівель, викликав нерівномірне підняття фундаментів. Виникла деформація вигину. Щоб запобігти руйнуванню, на рівні перекриттів над першим та другим поверхами встановили систему замкнених металевих тяжів з круглої сталі, і, таким чином, зусилля розтягнення передалося на метал. Будинки були збережені і експлуатуються досі.

16.6. ФУНДАМЕНТИ НА ЗАСОЛЕНИХ ГРУНТАХ

Ділянки з засоленими ґрунтами в Україні є в північному Криму, на Донбасі, в західній частині.

Засоленими найчастіше бувають пилювато-глинясті ґрунти, зокрема глини та суглинки. Менш поширені засолені супіски, іноді зустрічаються загіпсовані піски.

Про засолення ґрунту свідчать такі ознаки: білуватий наліт на поверхні ґрунту, кристали та друзи солей на зрізах породи, солонуватий або гіркуватий смак ґрунтової води.

Під час лабораторних випробувань такого ґрунту слід пам'ятати, що сушити його в шафах необхідно при температурі, яка не перевищує $+60..65$ °С. Щільність частинок засоленого ґрунту визначають у нейтральній рідині (гас, толуол). Відомо, що підвищення вмісту солей зумовлює зменшення щільності частинок. Слід також знати, що межі пластичності для засоленого ґрунту порівняно з таким же ґрунтом без солей неоднакові. Так, вологість на межі текучості для засоленого ґрунту дещо підвищена, а вологість на межі пластичності (розкочування) — нижча на 3—4 %.

У ґрунті найчастіше містяться легко- та середньорозчинні солі. До легкорозчинних солей належать хлориди NaCl , KCl , CaCl_2 , MgCl_2 , бікарбонати NaHCO_3 , $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, карбонат натрію Na_2CO_3 та інші, а до середньорозчинних — гіпс $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$.

Деформативність та міцність засоленого ґрунту залежать від вмісту солей та вологості його. Тривале фільтрування води через засолений ґрунт у зв'язку з розчиненням солей веде до зниження модуля деформації і збільшення деформативності основи.

Досвід випробувань засоленого ґрунту дає змогу зробити висновок про зменшення показників міцності після зволоження. За нормами для засоленого пилувато-глинястого ґрунту відносне суфозійне стиснення

$$e_{sf} = K_1 d_0 \rho_d \frac{\beta^n}{\rho_g}, \quad (16.11)$$

де K_1 — коефіцієнт, який залежить від типу ґрунту, вмісту гіпсу та величини тиску ($K_1=0..1,38$); d_0 — початковий вміст гіпсу в ґрунті в частках одиниці; ρ_d ; ρ_g — початкова щільність сухого ґрунту та щільність частинок гіпсу, г/см^3 ; β — ступінь вилуговування в частках одиниці; n — коефіцієнт, який приймають для суглинків 1, а для супіску 0,33.

Формулою (16.11) користуються для визначення відносного суфозійного стиснення та дальшого попереднього розрахунку суфозійного осідання.

Для точних розрахунків відносне суфозійне стиснення визначають за результатами довгочасних компресійно-фільтраційних випробувань зразків засоленого ґрунту в лабораторних умовах за формулою

$$e_{sf} = \frac{h_{sat.p} - h_{sf.p}}{h_{n.g}}, \quad (16.12)$$

де $h_{sat.p}$ — висота зразка після замочування під тиском $P = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; $h_{sf.p}$ — висота зразка після тривалої фільтрації води та вилуговування солей під тиском P ; $h_{n.g}$ — висота зразка природної вологості під тиском $P = \sigma_{zg}$.

Суфозійне осідання основи, складеної з засоленого ґрунту,

$$S_{sf} = \sum_{i=1}^n e_{sf.i} h_i, \quad (16.13)$$

де n — кількість шарів, на які розділено зону суфозійного осідання; $\epsilon_{sf,i}$ — відносне суфозійне стиснення i -го шару ґрунту від тиску P ; h_i — товщина i -го шару засоленого ґрунту.

Останнім часом проблема будівництва на засолених ґрунтах стала особливо актуальною в зв'язку з інтенсивною меліорацією в посушливих районах і надмірним зволоженням ґрунту. Складність проблеми полягає і в тому, що деформації будівель та споруд, в основі яких залягають засолені ґрунти, можуть виникати як під час спорудження, так і в період експлуатації.

Умова розрахунку основ за деформаціями вважається виконаною, якщо загальна деформація від зовнішнього навантаження, а також за рахунок суфозійного осідання не перевищує граничної деформації за указаннями норм:

$$S + S_{sf} \leq S_u. \quad (16.14)$$

Якщо умова (16.14) не виконується, то необхідно вживати заходів для усунення шкідливого впливу суфозійної деформації за такими рекомендаціями:

Заходи	Реалізація заходів
Водозахисні	Захист засоленого ґрунту від розмивання; раціональне планування території; влаштування водовідвідних каналів; захист котлованів та траншей від зволоження; використання високоякісних труб для прокладення інженерних мереж; зворотне засипання проміжку між стінками траншей та котлованів і бічними поверхнями фундаментів ущільненим незасоленним ґрунтом; влаштування дренажу
Конструктивні	Використання фундаментів із монолітного залізобетону сумісно з захистом від сольової корозії; влаштування замкнених залізобетонних поясів; використання жорстких горизонтальних діафрагм із збірних залізобетонних панелей перекриттів
Часткове або повне зрізування засоленого ґрунту Прорізання засоленого ґрунту	Заміна засоленого ґрунту на гравійно-галькову суміш із застосуванням бітумних матеріалів; влаштування ґрунтової подушки з незасоленого пілувато-глинястого ґрунту Використання пальових фундаментів з паль посиленої конструкції, які прорізають засолені ґрунт, з обмазуванням бічної поверхні гумовими або лакофарбувальними покриттями (перед забиванням паль пробурюють лідируючі свердловини); влаштування буронабивних, камуфлетних, конічних та інших паль, а також паль у пробитих свердловинах
Закріплення або ущільнення ґрунту Попереднє розсолення ґрунту з допомогою замочування	Влаштування ґрунтової подушки з ущільненого незасоленого ґрунту або ґрунтових паль Буріння свердловин з dna неглибокого котлована за сіткою 5×5 м або 7×7 м; неодноразове замочування засоленого ґрунту через свердловини з наступним відкачуванням води

Якщо захист основи від тривалого замочування забезпечено і вилугування солей неможливе, то осідання основи визначають відповідно до правил розрахунку осідання замоченої незасоленої основи. Розрахунковий опір R у цьому випадку обчислюють за формулою (10.1) з урахуванням показників міцності

(ф та с), які одержують у результаті випробувань зразків засоленого ґрунту.

Якщо тривале замочування та вилугування солей можливі, то показники міцності визначають за зразками водонасиченого ґрунту після вилугування.

При влаштуванні ґрунтових подушок показники міцності визначають за результатами випробувань зразків ущільненого водонасиченого ґрунту, з якого зроблено подушку.

16.7. ФУНДАМЕНТИ В КАРСТОВИХ РАЙОНАХ

Як було зазначено вище, на території України є райони, де, починаючи з поверхні або з деякої глибини, залягають водорозчинні породи. Це насамперед Крим (Кримська яйла), Закарпаття, Рівненська, Донецька області тощо.

У Києві розроблено методичні рекомендації щодо проектування нових та захисту наявних будівель в карстових районах (М. С. Метелюк та ін., 1986, 1989). Відповідно до цих матеріалів проектування інженерного захисту будівель провадять на основі оцінки ступеня карстонебезпеки території та придатності її для забудови. Крім того, розроблені заходи щодо захисту будівель, які зазнали деформацій від карстових проявів.

Будівництво на території, де розвинуте карстування, значно ускладнюється, а іноді і взагалі неможливе.

Залежно від характеру поверхневих форм карстових проявів деформації земної поверхні характеризуються такими даними: для територій з карстовими та карстово-суфозійними провалами — розрахунковим діаметром провалу D_c , глибиною провалу h_c , кількістю провалів на 1 км^2 та кількістю на рік, шириною зони ослабленої основи навколо провалу a_c ;

для територій з осіданням земної поверхні на великій площі — розмірами ділянки в плані L_m і B_m , вертикальною деформацією S_m , нахилом поверхні основи ϵ_m , умовним діаметром кризови мульди R , шириною мульди b , нахилом бортів мульди i тощо.

Для правильного призначення заходів боротьби з негативним впливом карстових проявів на будівлі і споруди розроблено класифікацію територій за переліченими вище показниками. Так залежно від діаметра і глибини провалів території з карстови-

Таблиця 16.7. Класифікація територій за показниками осідання

Група територій	Нахил бортів мульди i , мм/м	Радіус кривизни R , км, при			
		$b \geq 20 \text{ м}$	$b \geq 50 \text{ м}$	$b \geq 100 \text{ м}$	невідоме b
I	$20 \geq i > 10$	—	$2,5 > R \geq 1,25$	$5 > R \geq 2,5$	1,25
II	$10 \geq i > 7$	$1,5 > R \geq 1$	$3,5 > R \geq 2,5$	$7 > R \geq 5$	2,5
III	$7 \geq i > 5$	$2 > R \geq 1,5$	$5 > R \geq 3,5$	$10 > R \geq 7$	3,5
IV	$5 \geq i > 0$	$R \geq 2$	$R \geq 5$	$R \geq 10$	5

Таблиця 16.8. Типи фундаментів будівель для карстових районів

Тип фундаменту	Характеристика перерізу будівлі	Область призначення
У вигляді залізо-бетонних плит: а) коробчаста плита		Для каркасних та безкаркасних будівель при $D_c \leq 12$ м та ширині плити $B \leq D_c + 2l_k$
б) плоска плита		Для тих же будівель при $D_c \leq 15$ см при підвищеному навантаженні
в) ребриста плита		Для тих же будівель при дії рівномірно розподіленого навантаження за осями ребер у безкаркасних будівлях та при дії зосереджених зусиль — у каркасних будівлях ($D_c \leq 12$ м)
Просторово-рамний фундамент з використанням збірних стінових блоків або докольних стінових панелей		Конструкція фундаменту та підвалу для каркасних та безкаркасних будівель у вигляді просторово-рамної системи ($D_c \leq 6$ м); фундаменти — стрічкові на природній основі або пальові
Плитно-рамний фундамент		Фундамент у вигляді суцільної залізобетонної плити, яка з'єднана з рамною частиною ($D_c \leq 15$ м; $B \leq D_c + 2l_k$; $Z \geq 2B$)
Фундамент з перехресних стрічок		Для безкаркасних та каркасних будівель ($D_c \leq 6$ м; $B \leq D_c + 2l_k$, або при розташуванні провалу ближче до зовнішніх стін)

ми проявами поділено на чотири групи: до I віднесено такі, де $30 \text{ м} \geq D_c > 20 \text{ м}$, а $20 \text{ м} \geq h_c > 10 \text{ м}$; до II — де $20 \text{ м} \geq D_c > 10 \text{ м}$, а $10 \text{ м} \geq h_c > 5 \text{ м}$; до III — де $10 \text{ м} \geq D_c > 3 \text{ м}$, а $5 \text{ м} \geq h_c > 2 \text{ м}$; до IV — де $3 \text{ м} \geq D_c > 0,5 \text{ м}$, а $2 \text{ м} \geq h_c > 0,5 \text{ м}$.

Території з непровальними деформаціями земної поверхні у вигляді осідання на великій площі теж поділено на чотири групи (табл. 16.7).

Конструкції будівель і споруд у карстових районах розраховують за такими принципами.

Розрахунок ведуть за несучою здатністю та придатністю до нормальної експлуатації, тобто як за першою, так і за другою групами граничного стану на особливе поєднання навантажень (постійні, довгочасні, короткочасні навантаження та дія нерівномірних деформацій земної поверхні). Реакції основи та узагальнених зусиль у будівлях і спорудах визначають за розрахунковими схемами у вигляді балок, системи перехресних балок або плит, що лежать на основі, яка деформується. Будівлі і споруди розраховують на дію провалів у основі, на викривлення основи, яке виникає внаслідок осідання земної поверхні на великій площі, на горизонтальні і вертикальні, внаслідок осідання земної поверхні на невеликих за площею ділянках, деформації основи.

У Києві запропоновано та впроваджено нові типи фундаментів житлових багатоповерхових будинків, які споруджуються в карстових районах. Типи таких фундаментів показано в табл. 16.8.

Крім використання фундаментів своєї конструкції, велике значення мають захисні заходи, що забезпечують міцність, стійкість та умови нормальної експлуатації будівель і споруд, які можна розподілити на такі п'ять груп:

Заходи	Реалізація заходів
Заповнення карстових порожнин	Тампонування водотривкими матеріалами всіх водозбірних воронок та щілин, які виходять на поверхню землі; влаштування протифільтраційного екрана із цементного розчину, який нагнітають через свердловини по периметру закріпленої ділянки; заповнення порожнин усередині ділянки глинопіщаною сумішшю або піском
Прорізання карстових порід глибокими фундаментами	Використання глибоких бурових опор; влаштування коренеподібних буроін'єкційних паль; використання забивних висячих паль або паль-стояків з резервом та пристроями, які захищають палі від випадання з ростверка
Закріплення карстових порід	Влаштування під будівлею або спорудою плити із закріпленого ґрунту, яку створюють з допомогою силікатизації чи смолізації залежно від інженерно-геологічної будови будівельного майданчика; армування масиву закачуванням цементного розчину через ін'єктори і завчасно пробурені свердловини
Водозахисні	Рациональне розміщення об'єктів; влаштування діафрагм та протифільтраційних заповн для відведення поверхневої води від небезпечної в карстовому відношенні ділянки; влаштування широкого вимощення на ущільненій основі; влаштування горизонтального, вертикального, пластового чи комбінованого дренажу
Конструктивні заходи	Посилення конструкцій існуючих будівель зовнішніми замкненими залізобетонними поясами на рівні цоколю; посилення простінків металевими обоймами; посилення фундаментів залізобетонними обоймами; влаштування вертикальних протикарстових зв'язок або попруг з канатів чи металевих ферм

16.8. ФУНДАМЕНТИ В УМОВАХ СЕЗОННОЇ І ВІЧНОЇ МЕРЗЛОТИ

Фундаменти в умовах сезонної мерзлоти. Пилувато-глинясті ґрунти різного походження, розміщені близько до поверхні, іноді мають підвищену вологість. У зимовий час у процесі промерзання такі ґрунти внаслідок випинання збільшуються в об'ємі.

Морозне випинання завдає шкоди будівлям і спорудам, дорогам, насипам залізниці, а тому має бути враховане в процесі проектування.

Розглянемо коротко основні явища, які відбуваються в ґрунті під час його охолодження до температури промерзання.

Спочатку, перед утворенням льоду, відбувається випаровування вологи з поверхні ґрунту та деяка усадка скелета поряд з об'ємним збільшенням кількості води та повітря в порах. Далі об'єм води зростає, вона поступово переходить у твердий стан, створюються умови для міграції вологи в зону промерзання. Дальший вплив мінусової температури на поверхневі шари пилувато-глинястого ґрунту призводить до повільного об'ємного розширення льоду, а разом з ним і ґрунту приблизно на 1/11 частину первісного об'єму і морозного випинання вгору. Насправді розширення ґрунту буває значно більшим, що обумовлене рухом вологи в зону промерзання. Тоді первісний об'єм води може збільшитися до 60 % (рис. 16.10, а, б).

Узимку глибина промерзання ґрунту в різних географічних пунктах неоднакова і залежить від кліматичних умов, а також від типу ґрунту. У табл. 16.9 наведено нормативну глибину промерзання ґрунту для деяких міст України. З даних таблиці видно, що піщані ґрунти, завдяки відкритості пор, промерзають на більшу глибину, ніж пилувато-глинясті, особливо суглинки та глини, в яких більшість пор закрито.

Спостереження за пливом вологи в промерзаючому ґрунті показали, що найінтенсивніша міграція води до лінії промерзання виникає в ґрунтах з великим вмістом пилуватих частинок розміром від 0,05 до 0,005 мм. Такими ґрунтами є супіски, суглинки, іноді пилуваті піски.

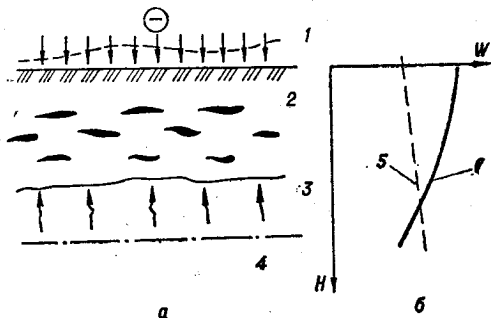


Рис. 16.10. Процес міграції вологи в сезоннопромерзаючому ґрунті:

а — фрагмент геологічної будови ділянки; б — графік мінливості вологи залежно від глибини; 1 — рівень морозного здимання; 2 — промерзання ґрунту; 3 — фронт промерзання; 4 — рівень ґрунтової води; 5 — мінливість вологи до промерзання; 6 — мінливість вологи після промерзання

Таблиця 16.9. Нормативна глибина сезонного промерзання

Міста України	Суглинки, глини	Супіски, піски дрібні та пилуваті	Піски гравелисті крупні та середньої крупності
Вінниця	0,9	1,09	1,17
Дніпропетровськ	0,84	1,02	1,1
Київ	0,89	1,09	1,17
Львів	0,79	0,96	1,03
Полтава	1,01	1,2	1,31
Сімферополь	0,3	0,37	0,39
Чернігів	0,99	1,2	1,29

Досліди показали, що випинання пилувато-глинястого ґрунту можливе, якщо вологість його перевищує початкову вологість, яку для пилувато-глинястого ґрунту можна встановити за формулою

$$W = W_p, \text{ або}$$

$$W > 0,92 \frac{(\rho_s - \rho_d) \rho_w}{\rho_s \rho_d}, \quad (16.15)$$

де W та W_p — відповідно вологість ґрунту та його вологість на межі розкочування; ρ_s , ρ_d , ρ_w — щільність відповідно частинок ґрунту, сухого ґрунту та густина води, т/м³.

Спостереження показали, що поряд з опалюваними будівлями глибина промерзання ґрунту менша, ніж на відкритому місці. Це вплив тепла, яке випромінюють приміщення, вводів інженерних мереж, тепла відбиття сонячної радіації від південних стінок будівель тощо. Найменше промерзання відбувається поблизу середньої частини поздовжніх стін, а найбільше — поряд з кутом будинку, повернутого до панівного взимку напрямку вітру.

Поблизу неопалюваних будинків глибина промерзання завжди більша, ніж на незабудованій території. Тут виникають такі фактори, як неможливість опадів на забудовану ділянку, а також проникнення сонячної радіації під будову. Деякий вплив має також заміна менш теплопровідного матеріалу (ґрунт) більш теплопровідним (фундамент).

Збільшення об'єму сезонно-мерзлого ґрунту супроводжується розвитком тиску в зоні промерзання, відбувається складна взаємодія ґрунту та фундаменту. Ґрунт міцно змерзається з бічною поверхнею фундаменту і тоді внаслідок випинання підіймає фундамент угору, переборюючи опір ваги від надземних конструкцій та фундаменту.

Такі деформації можна часто бачити на будівлях, які зведено поблизу річок, стариць, на ділянках з високим рівнем ґрунтової води. Порівняно легкі неопалювані прибудовані до житлових будинків веранди, тамбури майже завжди відокремлені розколинами від стінок.

Іноді кажуть, що ці несприятливі деформації неможливі, якщо глибина закладення фундаменту більша, ніж глибина промерзання. Найчастіше це так, але відомо, що досить легкі, наприклад, великопанельні будинки, після зведення 1—2 поверхів узимку піднімалися вгору, хоч під подошвою фундаменту промерзання не було. Спрацювало змерзання бічної поверхні фундаменту з ґрунтом.

Небезпека такої деформації полягає, з одного боку, в тому, що випинання в різних місцях будівлі буває неоднаковим. З другого боку, після відтавання перезволоженого ґрунту, схильного до випинання, збільшується осідання фундаменту.

Стійкість фундаменту до дії дотичних сил випинання перевіряють за формулою

$$\tau_{sw}A - N \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_g} Q_f, \quad (16.16)$$

де τ_{sw} — розрахункова питома дотична сила випинання, МПа, яку визначають за даними табл. 16.10; A — площа бічної поверхні фундаменту в зоні розрахункової глибини промерзання, м²; N — постійне навантаження, що діє на фундамент разом з вагою фундаменту та ґрунту на уступах фундаменту, МН; γ_c — коефіцієнт умов роботи, $\gamma_c = 1$; γ_g — коефіцієнт надійності для ґрунту, $\gamma_g = 1,1$; Q_f — розрахункове значення сили тертя поверхні фундаменту по ґрунту,

$$Q_f = \sum_{i=1}^n f_{fi} A_{fi}, \quad (16.17)$$

тут f_{fi} — розрахунковий опір талого ґрунту зрушенню по бічній поверхні фундаменту в i -му шарі, який приймають за розділом 4 СНиП 2.02.03-85. Орієнтовно для пилувато-глинястого ґрунту $f_{fi} = 0,02$ МПа, а для піску $f_{fi} = 0,03$ МПа, A_{fi} — площа вертикальної поверхні зрушення в i -му шарі.

Таблиця 16.10. Розрахункові питомі дотичні сили випинання

Ґрунт та ступінь водонасичення	τ_{sw} , МПа, при глибині сезонного промерзання ґрунту, м	
	1	2
Пилувато-глинясті при $I_L > 0,5$, піски дрібні та пилуваті при ступені вологості $S_r > 0,95$	0,13	0,11
Пилувато-глинясті при $0,25 \leq I_L \leq 0,50$, піски дрібні та пилуваті $0,80 < S_r \leq 0,95$ великоуламкові з глинястим заповнювачем $> 30\%$	0,1	0,09
Пилувато-глинясті з $I_L \leq 0,25$, піски дрібні та пилуваті з $0,60 \leq S_r \leq 0,8$, а також великоуламкові з глинястим заповнювачем від 10 до 30%	0,08	0,07

Влаштування фундаментів на ґрунтах, схильних до випинання, супроводжується такими заходами:

Заходи	Реалізація заходів
Інженерно-меліоративні	Поверхнєве водовідведення, планування ділянки; захист основи від зволоження; влаштування якісного вимощення; мінімальний об'єм розпушення ґрунту; ретельне ущільнення ґрунту зворотного засипання; влаштування глинястого замка
Конструктивні	Правильне визначення глибини закладення фундаменту; зменшення поверхні змерзання через застосування пальових фундаментів з розширеннями (анкеруванням) у нижній частині; обсіпання фундаменту з боків піском, гравієм, шлаком; влаштування фундаментів з похилими бічними поверхнями; заміна ґрунту, схильного до випинання, нижче підшви фундаменту або ростверка
Термічні або хімічні	Утеплення ґрунту; покриття бічної поверхні фундаменту бітумом, соляровим мастилом або полімерною плівкою; просочування поверхні фундаменту водовідштовхуючими речовинами; використання хімічних речовин для зниження температури замерзання ґрунту

Фундаменти в умовах вічномерзлих ґрунтів. Вічномерзлими ґрунтами, відповідно до указань СНиП 2.02.04-88, вважають такі ґрунти, які перебувають у мерзлому стані три і більше років.

Потужність шару вічної мерзлоти коливається в широких межах — від кількох метрів на півдні до кількох сотень метрів на півночі. Територію, де поширена вічна мерзлота, можна поділити на три зони: зона суцільної мерзлоти; зона з ділянками тало-ло-го ґрунту; зона з ділянками вічної мерзлоти. Цікаво, що в долинах великих річок вічної мерзлоти навіть на високих широтах немає або вона розташована на значній глибині.

На думку більшості учених вічна мерзлота є, з одного боку, наслідком минулого холодного періоду на Землі, а з другого — результатом сучасного клімату з довгою та суворою зимою, негативною середньорічною температурою, що сприяє накопиченню та зберіганню холоду в товщі ґрунту.

Улітку верхній шар мерзлого ґрунту розморожується, а взимку знову замерзає. Це так званий діяльний шар. Товщина його, залежно від географічної широти, коливається від 0,2 до 4 м. Виділяють два типи вічної мерзлоти: злигу з сезонною мерзлотою і незлигу.

Підземні води в районах вічної мерзлоти мають своєрідний режим, зумовлений особливостями їх розміщення. М. І. Товстихін виділив надмерзлотні, міжмерзлотні та підмерзлотні води.

Можливі три стани вічномерзлого ґрунту, які розрізняються за реологічними властивостями та ступенями цементації мінеральних частинок льодом. Це твердомерзлі, пластично-мерзлі та сипучомерзлі ґрунти.

Твердомерзлі ґрунти — це дуже міцні вічномерзлі породи, в яких вода є лише у вигляді льоду, що цементує мінеральні час-

тинки. Тимчасовий опір стисненню твердомерзлих глин становить 2—5 МПа, а твердомерзлих пісків — навіть 7—15 МПа (коефіцієнт стисливості $m_0 < 0,01$ МПа⁻¹). Твердомерзлий стан ґрунту можливий, коли температура його нижча за такі значення: для великоуламкового ґрунту — 0 °С; для піску крупного та середньої крупності — 1 °С; для піску дрібного та пилюватого — 0,3 °С; для супіску — 0,6 °С; для суглинку — 1 °С; для глини — 1,5 °С. Основи з таких ґрунтів розраховують за міцністю.

Пластично-мерзлі ґрунти — це ґрунти, температура яких знаходиться в межах від початку промерзання до тих величин, які є граничними для твердомерзлого ґрунту. Частина води в пластично-мерзлому ґрунті є рідиною. Ґрунт має в'язкі властивості ($m_0 > 0,01$ МПа⁻¹), тому основи з нього розраховують як за міцністю, так і за деформаціями.

Сипучомерзлий ґрунт — це здебільшого пісок, загальна вологість якого дуже мала ($W_{tot} \leq 3\%$). Мінеральні частинки такого ґрунту не зцементовані льодом.

Для вічномерзлих ґрунтів визначають своєрідні показники, які відрізняються від тих, що характеризують талий ґрунт. Так, у зв'язку з різними станами води в ґрунті та формою льоду встановлюють загальну (сумарну) вологість

$$W_{tot} = W_i + W_{ic} + W_w, \quad (16.18)$$

де W_i , W_{ic} , W_w — вологість відповідно мерзлого ґрунту за рахунок льодових включень, порової води в мерзлому стані, талої води.

Сумарна льодистість

$$i_c = \frac{\rho_s W_i}{\rho_i + \rho_s (W_{tot} + 0,1 W_w)}, \quad (16.19)$$

де ρ_s , ρ_i — щільність частинок відповідно ґрунту та льоду, т/м³.

Ступінь заповнення пор незамерзлою водою та льодом

$$S_r = \frac{(1,1 W_{ic} + W_w) \rho_s}{e_m \rho_w}, \quad (16.20)$$

де ρ_w — щільність води, т/м³; e_m — коефіцієнт пористості мерзлого ґрунту.

Будова вічномерзлого ґрунту характеризується масивною, шаруватою або сітчастою текстурою. Вони в значній мірі представлені мулами, супісками, суглинками та глинами, іноді — торфами та заторфованими ґрунтами. Після відтавання такі ґрунти перетворюються на розріджену масу. Тимчасовий опір стисненню такої маси значно падає. Це стосується нескільких ґрунтів. Щодо скельних та сипучомерзлих ґрунтів, то вони після відтавання не змінюють своїх властивостей.

Для визначення характеристик деформативності вічномерзлого ґрунту при відтаванні використовують випробування його в компресійному приладі, який сконструйовано так, щоб стиснення можна було вести і при мінусовій температурі. Спочатку зразок у мерзлому стані завантажують і після деформації фіксують висоту зразка h_f . Далі штамп підігрівають до повного відтаван-

ня зразка і встановлюють висоту зразка талого ґрунту h_{th} . Використовуючи ці відомості, можна встановити коефіцієнт відносної просадочності

$$\epsilon_{th} = \frac{h_f - h_{th}}{h_f}, \quad (16.21)$$

При промерзанні та відтаванні діяльного шару виникають специфічні явища, які впливають на умови будівництва об'єктів. До таких явищ можна віднести: морозне випинання ґрунту, утворення ґрунтових полоїв та льодових горбів, течію ґрунту і т. ін.

Морозне випинання, як і в сезонно-мерзлому ґрунті, притаманне пілувато-глинястим породам, які дуже зволожені. Проривок цього явища йшлося вище.

Полої утворюються в місцях, де підземна вода, найчастіше міжмерзлотна, має напірний характер. У слабкому місці шар ґрунту проривається і вода витікає на поверхню, де швидко промерзає, утворюючи крижані поля. Часто надмерзлотні підземні води прориваються в бік підвалів будівель та споруд або в підземні комунікації.

Річкові полої виникають у разі прориву води через кригу в руслі. Висота річкових полоїв досягає 4 м.

Льодові горби (булгуняхи), або гідролаколіти, створюються, якщо вода, що рухається вгору по щілинах в ґрунті, не може пробитися на поверхню і піднімає шари ґрунту. Іноді розміри таких горбів у перерізі досягають 80 м, а висота — 10—30 м.

Течія ґрунту (соліфлюкція) проявляється у вигляді сповзання ґрунту після відтавання вниз по схилах, які складено породами, схильними до випинання або з великою вологістю.

Освоєння районів поширення вічномерзлих ґрунтів пов'язане з розширенням масштабів будівництва на цих ґрунтах.

Залежно від конструктивних та технологічних особливостей будівель і споруд, інженерно-геологічних умов та можливості змінювання властивостей основ для фундаментів будівель, приймають один з двох принципів будівництва на вічномерзлих ґрунтах:

Перший принцип — зберігання вічномерзлого ґрунту в мерзлому стані як під час будівництва, так і під час експлуатації;

другий принцип — відтавання вічномерзлого ґрунту перед початком будівництва або під час експлуатації за рахунок тепла, що виділяє споруда в ґрунт.

На кожній будівельній ділянці можливе використання лише одного принципу будівництва.

Будівництво за першим принципом провадиться з урахуванням таких загальних рекомендацій:

1. Влаштування фундаментів, які б зменшували теплопередачу в ґрунт. Здебільшого такими фундаментами є окремі або пальові.

2. Опирання печей та труб на окремі фундаменти з провітрюванням простору під ними.

3. Використання для влаштування фундаменту малотеплопровідних матеріалів.

4. Прокладення в тілі фундаменту теплоізолюючих матеріалів, а під фундаментом — настилення дерев'яних брусів або ростверків.

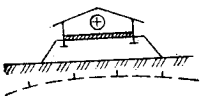


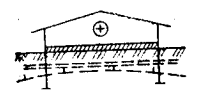

5. Влаштування водонепроникних підлог у будівлях і спорудах з мокрим технологічним процесом.

6. Захист основи від поверхневої води.

7. Реалізація такої глибини закладення фундаменту, яка задовольняє умову СНиП 2.02.04-88 про мінімальну глибину: для фундаментів мілкого закладення $H_f + 1$ м, а для пальових — $H_f + 2$ м, де H_f — розрахункова глибина сезонного відтавання, м.

У табл. 16.11 наведено рекомендації щодо можливих варіантів конструктивних рішень.

Таблиця 16.11. Варіанти збереження вічномерзлого ґрунту в основі будівель за першим принципом

Схема заходу	Реалізація заходу
	Зведення будівель на штучних насипах; теплоізоляція поверхні ґрунту при невеликій ширині будівель
	Влаштування вентиляованого підпідлогового простору з використанням пальових фундаментів, високого ростверка та розрізних рандбалок; влаштування продухів, вимощення схилів з водовідведенням під будовою
	Влаштування неопалюваних приміщень у перших поверхах будов, одинарне скління вікон; застосування тонких стінок без утеплювача
	Влаштування охолоджуючих труб або вентиляційних каналів під підлогою для будівель з великими навантаженнями на підлогу
	Влаштування проморожувальних колонок з використанням газу (аміак) або рідини (гас) для забезпечення температурного режиму влітку (використання закону конвекції легкокиплячої рідини)

Таким чином, перший принцип будівництва найдоцільніше використовувати при спорудженні опалюваних та неопалюваних будівель і споруд, в основі яких залягають твердомерзлі піщані та пилувато-глинясті ґрунти. Перевагу слід віддавати окремим фундаментам мілкого закладення та пальовим.

Розрахунок фундаментів за першим принципом включає визначення несучої здатності мерзлої основи:

$$F_d = \gamma_c (RA + \sum_{i=1}^n R_{con.i} A_{con.i}) \quad (16.22)$$

де γ_c — коефіцієнт умов роботи основи залежно від конструкції фундаменту, $\gamma_c = 1 \dots 1,2$; n — кількість шарів вічномерзлого ґрунту; R — розрахунковий опір мерзлого ґрунту під подошвою фундаменту, МПа, залежно від температури мерзлого ґрунту; A — площа подошви фундаменту або перерізу палі, м²; $R_{con.i}$ — розрахунковий опір мерзлого ґрунту по поверхні змерзання, МПа, залежно від температури i -го шару вічномерзлого ґрунту; $A_{con.i}$ — площа поверхні змерзання i -го шару вічномерзлого ґрунту з бічною поверхнею палі або фундаменту, м².

Формулою (16.22) користуються для визначення несучої здатності як основи окремого фундаменту, так і палі.

Розрахунок на випинання виконують за формулою (16.16), де розрахункову силу Q , яка утримує фундамент у ґрунті через змерзання його з вічномерзлим ґрунтом, визначають за формулою

$$Q = \sum R_{con.i} A_{con.i} . \quad (16.23)$$

Другий принцип будівництва найчастіше використовують при неглибокому заляганні скельного ґрунту або коли в основі фундаментів розміщений пластично-мерзлий ґрунт, а також якщо деформація основи при відтаванні не перевищує гранично допустимих величин. Дуже важливо при реалізації цього принципу забезпечити умови для рівномірного відтавання ґрунту основи.

Глибину закладення фундаменту для будівель, споруджуваних за другим принципом, приймають як для талої основи залежно від розрахункової глибини сезонного промерзання d_f , рівня ґрунтової води, типу ґрунту тощо.

Основи, використовувані за другим принципом, розраховують відповідно до указань норм для розмороженого ґрунту з урахуванням глибини відтавання. Останню визначають за теплофізичними розрахунками.

Рекомендації щодо можливих заходів, які здійснюють при будівництві об'єктів за другим принципом, такі:

Заходи

Зменшення величини деформації основи

Реалізація заходів

Попереднє штучне розморожування ґрунту на потрібну глибину до початку будівництва (парою, гарячою водою, електровідтаванням); заміна льодистого ґрунту піщаними або великоуламковими ґрунтами; прорізання дуже стисливого ґрунту до міцного шару; збільшення глибини закладення фундаменту; регулювання глибини відтавання з допомогою додаткової теплоізоляції; застосування різноманітних засобів закріплення ґрунту

Пристосування конструкцій будівель до нерівномірностей деформацій

Влаштування деформаційних швів та замкнених відсіків на відстані від торцевих стінок 0,5—1, ширини будівлі; рівномірне та симетричне розташування стінок вікон, простінків; горизонтальне та вертикальне армування цегляних стінок та простінків; влаштування фундаментів у вигляді суцільної ребристої або коробчатої плити; влаштування перехресного фундаменту; влаштування пальових фундаментів з висячих паль для будівель з гнучкою схемою, якщо під кінцями паль не менш як 4 м розмороженого ґрунту

16.9. ФУНДАМЕНТИ НА НАСИПНИХ І НАМИВНИХ ГРУНТАХ

Насипні ґрунти — це відклади, штучно утворені людиною. Вони мають обмежену площу і досить різну потужність: від часток до кількох десятків метрів. Насипні ґрунти характерні значною неоднорідністю складу, нерівномірністю стисливості, можливістю самоущільнення, особливо від вібраційних навантажень або замочування, а також від розкладання органічних речовин. У старовинних містах, що існують сотні років, товщина шару насипного ґрунту (культурного шару) досягає 30—40 м.

Тепер існує багато твердих відходів, які утворилися від діяльності металургійної, деревообробної, паперсової промисловості, роботи теплових електростанцій. Вони займають великі площі, які раніше використовувалися для сільського господарства та лісових насаджень. В Україні щорічно за рахунок згоряння вугілля утворюється близько 15 млн т золи та шлаків (В. І. Крутов, 1988).

У Донбасі навіть у такому великому місті, як Донецьк, можна бачити багато териконів — конусовидних відвалів пустої породи на поверхні землі біля старих та діючих шахт. Висота териконів досягає 200 м. У масі відходів підприємств значні об'єми займають відходи збагачувальних фабрик. Сховища таких відходів («хвостосховища») мають місткість до 0,1 км³.

Залежно від складу та особливостей будови насипні ґрунти поділяють на три групи.

Перша група — штучні відклади, утворені організованим відсипанням. Такі насипні ґрунти відзначаються однорідністю складу і рівномірною стисливістю. Для таких насипів використовують гальку, гравій, піски, шлаки, а також пилувато-глинясті ґрунти. Вони утворюються сухим способом з ущільненням укладеного матеріалу або шляхом наміву.

Насипні ґрунти першої групи є цілком надійною основою. Особливо високоякісні намівні піски, які можуть в насипі мати високу щільність, а отже, й малу стисливість.

Друга група — відвали ґрунтів та відходів підприємств (шлаки, формувальний ґрунт, відходи збагачувальних фабрик), які хоч і однорідні за складом, але мають нерівномірну стисливість.

Третя група — звалища відходів підприємств, побутових відходів та ґрунтів. Такі відкладення відзначаються великою та нерівномірною стисливістю.

У деякій мірі якість насипної основи залежить від давності її створення.

Фундаменти на насипній основі розраховують відповідно до вимог СНИП 2.02.01-83 за деформаціями. Для розрахунку осідання використовують значення модуля деформації, який встановлюють випробуваннями з допомогою штампів.

Строк самоущільнення насипного ґрунту залежить від його складу та характеру утворення насипу. Орієнтовно можна керуватися строками, які наведено в табл. 16.12.

Таблиця 16.12. Тривалість самоущільнення насипного ґрунту, роки

Вид насипного ґрунту	Планомірно зведені насипи	Відвали	Звалища
Великоуламкові ґрунти та відходи	0,2—1	1—3	2—5
Піщані ґрунти	0,5—1	2—5	5—10
Пилувато-глинясті ґрунти	2—5	10—15	10—30

Додаткове осідання насипного ґрунту від розкладання органічних речовин (після самоущільнення) при неповному водонасиченні

$$S_{or} = K_{or} I_{or} \rho_d h / \rho_s, \quad (16.24)$$

де K_{or} — коефіцієнт, який враховує можливість розміщення органічних речовин як у порах ґрунту, так і на контактах між мінеральними частинками, $K_{or}=0,4$; I_{or} — відносний вміст органічної речовини; ρ_d , ρ_s — щільність відповідно сухого ґрунту та його частинок; h — товщина шару насипного ґрунту, м.

Приклад. Визначити додаткове осідання насипу від розкладання органічних речовин $I_{or}=0,08$ в шарі товщиною $h=2,5$ м, якщо щільність сухого ґрунту $\rho_d=1,6$ т/м³, а щільність частинок ґрунту $\rho_s=2,6$ т/м³.
За формулою (16.24)

$$S_{or} = 0,4 \cdot 0,08 \cdot 1,6 \cdot \frac{2,5}{2,6} = 0,05 \text{ м} = 5 \text{ см.}$$

Крім тих деформацій насипної основи, які розглядалися вище, можливе також осідання шару ґрунту, що підстелює насип. Час осідання підстильного шару залежить від виду ґрунту, який його складає. Для піщаного ґрунту це приблизно один рік, для пилувато-глинястого шару, що лежить вище рівня ґрунтової води (РГВ), — 2 роки, для шару, розташованого нижче РГВ, — 5 років.

Орієнтовно розрахунковий опір насипної основи R_0 визначають за табл. 5 дод. 3 до СНИП 2.02.01-83 (табл. 16.13). В ній мається на увазі, що ущільнення насипного ґрунту сталося.

У табл. 16.14 залежно від особливостей насипної основи наведені можливі засоби влаштування основ та фундаментів.

В усіх випадках використання насипного ґрунту як основи фундаментів наведені вище засоби фундування реалізуються в

Таблиця 16.13. Розрахунковий опір насипного ґрунту

Характеристика насипу	R_0 , кПа, при ступені вологості S_r			
	Піски крупні, середньої крупності та дрібні, шлаки		Піски пилуваті, суглинок, глина, зола	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Планомірно зведені насипи з ущільненням	250	200	180	150
Відвали ґрунту та відходів:				
з ущільненням	250	200	180	150
без ущільнення	180	150	120	100
Звалища ґрунту та відходів:				
з ущільненням	150	120	120	100
без ущільнення	120	100	100	80

Таблиця 16.14. Рекомендації щодо вибору способу влаштування основ та фундаментів на насипних ґрунтах

Метод будівництва	Особливості основи	Засоби влаштування основ та фундаментів
Використання насипного ґрунту як основи фундаменту	Планомірно відсипаний насип з ущільненням; відвали з піску або гракульованого шлаку	Звичайні стрічкові або окремі фундаменти з розширеною подошвою для будівель і споруд при навантаженні до 80 кН/м або до 400 кН; фундаменти на пірамідальних палях
Застосування методів підготовки основи для підвищення щільності та зниження стисливості	Відвали ґрунту та відходи промислових підприємств («хвости», шлаки, зола, порожні породи)	Поверхнєве трамбування важкими трамбівками; витрамбовування котлованів; пробивання свердловин; влаштування ґрунтових або ліщаних подушок; поверхнєве ущільнення ґрунту вібраторами
Прорізання насипного ґрунту паливими фундаментами	Культурні шари міських територій, звалища промислових та побутових відходів з великою кількістю органіки без міцних включень	Влаштування паливних фундаментів з використанням призматичних забивних залізобетонних паль, які прорізають шар насипного ґрунту і спираються на міцний шар природного ґрунту

комбінації з конструктивними заходами для забезпечення проторової жорсткості споруди в цілому або її відсіків.

Останнім часом важливе місце серед штучних основ зайняли наливні ґрунти, які утворюються з використанням засобів гідромеханізації в заплавах річок, на надзаплавинних терасах та в інших низинних місцях. Широко застосовують намівання піщаного ґрунту в Україні (в Києві, Дніпропетровську, Харкові, Полтаві та інших містах).

Освоєння намитих територій дозволяє частково ліквідувати загрозу поводі на освоєних ділянках, використовувати непридатні для сільського господарства землі, розміщувати житлові масиви біля річок.

Так, за генеральним планом забудови Києва близько 4 млн. м² житла розміщено на заплавинних ділянках Дніпра.

Намивання ґрунту на значних площах виконують за розробленими проектами з урахуванням рельєфу. Для намивання в більшості випадків використовують алювіальні піски, іноді з прошарками супіску та суглинку. Слід пам'ятати, що збільшення вмісту пілувато-глинястого ґрунту в складі намиву суттєво погіршують його будівельні властивості. У Києві для намивання ґрунту на ділянках Русанівського та Оболонського масивів використовували пілуватий пісок з кількістю частинок, менших за 0,1 мм, близько 35—39 %. У намитому ґрунті ця кількість зменшилася до 6—11 % (С. А. Слюсаренко та ін., 1990).

Через кілька місяців після завершення намивання в основному остаточно встановлюється щільність намитого ґрунту. Вона поступово наростає по глибині, досягаючи $\rho_d = 1,6...1,7$ т/м³.

Випробування властивостей намитого ґрунту, які виконувалися в різних містах, дали можливість встановити орієнтовні показники деформативності та міцності шару піщаного ґрунту: $\rho_d = 1,66...1,69$ т/м³; $\varphi_{II} = 32...36^\circ$; $C_{II} = 0...0,001$ МПа; $E_o = 15...50$ МПа. Взагалі, ці показники визначають за результатами лабораторних та польових випробувань.

Проектом утворення намитих площ передбачаються видалення перед намиванням гумусованого шару ґрунту з великою кількістю органіки, кущів, леньків, торфу, звалищ тощо. Чорнозем вивозять у відвали і згодом використовують для рекультивачії.

Намиту основу розраховують за деформаціями. Якщо в складі намитого ґрунту або під ним є заторфований чи слабкий шар, то це враховують додатково.

Загальну деформацію основи, складеної з намитого та природного ґрунту, визначають з урахуванням осідання підстильних шарів та самоущільнення намитого ґрунту. Якщо загальна деформація основи більша за гранично допустиму за нормами, передбачають віброущільнення, закріплення ґрунту або його армування. Матеріалом для армування є стійки до агресивної ґрунтової води, склопластикові смуги з перерізом $2 \times 0,15$ см, стрічки із спеціального геотекстилю, сітки з полівінілхлориду. Такі елементи закладають під час намивання на глибині $h = d + 0,4b$ (d — глибина закладення фундаменту, а b — його ширина) впоперек поздовжньої осі фундаменту так, щоб загальна ширина армування була $2b...4b$.

Спочатку засобами гідромеханізації намивають ґрунт до рівня майбутнього армування, потім укладають смуги, стрічки або сітки з фіксацією краю елементів місцевим ґрунтом, щоб даліше намивання не змістило армування. Намивання продовжують до рівня подошви майбутнього фундаменту.

Армування піщаних намивних або насипних основ під стрічкові фундаменти дозволяє зменшити осідання в середньому на 25 %, а також знизити тиск на слабкі підстильні шари ґрунтів у середньому на 35 %.

Крім названих засобів влаштування основ та фундаментів, на наливних грунтах широко застосовують монолітні залізобетонні фундаменти у вигляді суцільних плит, перехресні фундаменти, безперервні за довжиною балки-стілки.

Влаштовують також фундаменти із залізобетонних забивних, іноді складених, палів, які забивають ще до наливання. Останній спосіб влаштування паливних фундаментів запропоновано в у Києві. Його здійснюють, якщо шар наливу не перевищує 3,5 м. Інколи на поверхню підстильного шару кладуть збірну залізобетонну шайбу, яку надягають на палю. Таким чином, на першому етапі занурюють у підстильний шар палі, а на другому — наминають шар ґрунту проектно́ї товщини.

16.10. ВЛАШТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ НА ДІЛЯНКАХ, ПІД ЯКИМИ Є ПІДЗЕМНІ ВИРОБКИ

При розробці корисних копалин підземним способом у по-рожнину, що створюється, зміщуються верхні шари ґрунту, а на земній поверхні виникає чашоподібна западина, яка називається *мульдою зрушення*. Розміри мульди залежать від різних чинників, наприклад від товщини пласта, який розроблюють; кута його нахилу до горизонталі α (кута падіння); розмірів виробки уздовж та впоперек пласта відповідно D_1 та D_2 , радіуса кривизни земної поверхні R , фізико-механічних властивостей ґрунту та ін.

Такі несприятливі умови спорудження будівель виникають скрізь на території, де є підземні виробки, особливо на Донбасі, в західній Україні та в інших місцях.

Аналогічні деформації мають місце в стародавніх історичних містах республіки, там, де з давніх часів існують підземні виробки, а також у великих містах, де будують метрополітени.

Тривалість процесу зрушення залежить від орієнтації виробок у просторі, складу та міцності порід, глибини розробки. Спостереження показали, що розвиток деформацій земної поверхні відбувається протягом 2...16 місяців (М. С. Метелюк та ін., 1984). Швидкість осідання складає не менш як 3—5 см за місяць, залежно від кута нахилу пласта, що розробляється. Якщо глибина розробки такого пласта невелика, то на поверхні утворюються тріщини, провалля, воронки.

У межах ділянок, під якими є підземні виробки, поступово відбувається нерівномірне осідання земної поверхні, що зумовлює порушення роботи конструкцій будівель та споруд. Зміщення точок земної поверхні відбувається одночасно як по горизонталі, так і по вертикалі. Особливо активно процес іде на кінцевих ділянках мульди. В її центральній частині зростають вертикальні зміщення. Встановлено, що в різних вугільних басейнах країни відносні деформації зрушень неоднакові.

Залежно від таких особливостей і згідно з діючими нормами проектування (СНиП II-8-78) території розподіляють на групи (табл. 16.15).

Таблиця 16.15. Класифікація розроблених територій за розмірами деформації земної поверхні

Деформація земної поверхні	Групи територій			
	I	II	III	IV
Відносні горизонтальні деформації розтягнення або стиснення ϵ , мм/м	$12 \gg \epsilon > 8$	$8 \gg \epsilon > 5$	$5 \gg \epsilon > 3$	$3 \gg \epsilon > 0$
Нахил i , мм/м	$20 \gg i > 10$	$10 \gg i > 7$	$7 \gg i > 5$	$5 \gg i > 0$
Радіус кривизни земної поверхні R , км	$1 \ll R < 3$	$3 \ll R < 7$	$7 \ll R < 12$	$12 \ll R < 20$

Найсприятливіші умови будівництва виникають на території IV групи. Якщо відносні горизонтальні деформації розтягнення або стиснення менші за 1 мм/м або радіус кривизни більший за 20 км, а уклон $i \approx 0$, то ніяких заходів для захисту будівель від шкідливого впливу гірничих виробок не передбачають. Якщо деформації земної поверхні за прогнозом більші, ніж у I групі, то будівництво на таких територіях небажане.

Для забудови слід вибирати такі ділянки, де корисні копалини вже видобуті, а процес деформацій земної поверхні і формування мульди завершився або розроблення почнеться після закінчення строку амортизації запроєктованих об'єктів.

Міцність, стійкість та експлуатаційна надійність будівель, які намічено спорудити на території з підземними виробками, значною мірою залежать від розміщення об'єктів відносно мульди, а також умілого застосування захисту їх від впливу гірничих виробок.

Розрахункові параметри ґрунту визначають залежно від групи територій, величини деформацій, прогнозу змін інженерно-геологічних умов ділянок.

Зусилля в елементах будівель залежать від конструктивних особливостей підземної частини будови, глибини закладення фундаментів, площі контакту фундаментів з ґрунтом, фізико-механічних властивостей ґрунту. Особливість розрахунку полягає в урахуванні зсуваючих зусиль по подошві фундаменту, а також його бічних поверхнях, нормального тиску на лобові поверхні фундаменту.

Досвід проектування будівель, споруджуваних на ділянках, під якими є підземні виробки, показав, що найбільше поширення одержали такі різноманітні конструктивні заходи щодо пристосування до місцевого просідання:

- влаштування деформаційних швів зі спареними стінками;
- влаштування фундаментних, цокольних або поповерхових

поясів без розривів та переходу на інші позначки разом із зв'язуванням плит міжповерхових перекриттів;

влаштування підвалу з жорсткістю, більшою за жорсткість поверху;

використання монолітних, збірно-монолітних перехресних або плитних фундаментів (особливо при з'явленні провалів);

влаштування фундаментів з паль-стояків, паль-колон, буронабивних паль, якщо, крім виробок, на ділянці залягають ґрунти з особливими властивостями; шарнірне поєднання паль з ростверком;

влаштування ніш для встановлення домкратів і дальшого вирівнювання будівель;

влаштування ґрунтової або піщаної подушки.

Позакатегорійні умови зумовлюють необхідність у застосуванні фундаментів на суцільних залізобетонних плитах, потужних балках, балках-стінках. Розроблено нові вирішення фундаментів, які дозволяють виконувати рихтування, тобто змінювати висотну позицію надфундаментної конструкції, зменшувати зусилля в несучих конструкціях.

Наприклад, запроваджена в життя конструкція стрічкового фундаменту з термопластичним проміжком з асфальтобетону, поліетилену, полістиролу або іншого матеріалу, температура плавлення якого $+50...100^{\circ}\text{C}$, а опір стиснення не менше 15 МПа. З допомогою нагрівальних елементів можна місце термопластичного проміжку довести до температури плавлення, завдяки чому виникає поступове рихтування конструкцій будови.

У Донецьку розроблено конструкцію окремого фундаменту під колони каркаса, який дозволяє регулювати положення колон за вертикаллю. Для цього в центральній частині фундаменту

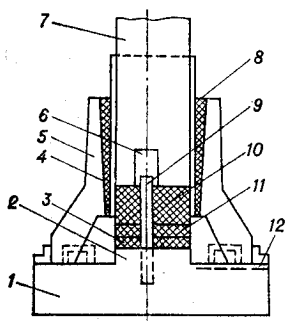


Рис. 16.11. Окремий фундамент для вирівнювання колон за методом опускання:

1 — фундаментна плита; 2 — опорний виступ; 3 — термоелемент; 4 — шар поліетилену; 5 — підколонник; 6 — трубка; 7 — колона; 8 — бетон; 9 — напрямний стержень; 10 — термовкладш; 11 — азбест; 12 — борозна для кабелю

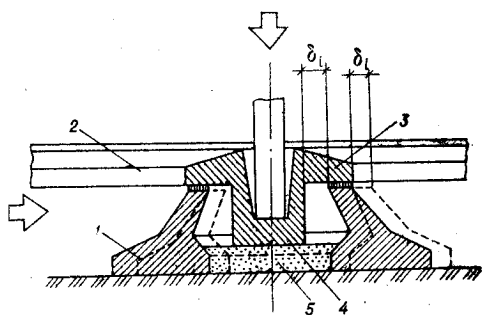


Рис. 16.12. Окремий фундамент, який зміщується в горизонтальному напрямі:

1 — фундаментний блок; 2 — зв'язки-розпирки; 3 — консольні виступи; 4 — підколонник; 5 — піщана подушка

передбачено уступ із напрямним стержнем, який заводять у нижню частину колони. Між низом колони та уступом розміщують термопластичний вкладиш з термоелементом. Останній ізольовано азбестом з отворами. Вирівнювання колони опусканням здійснюють після підключення термоелемента до низьковольтної електромережі і нагрівання вкладиша до температури плавлення (рис. 16.11).

Якщо очікувані горизонтальні деформації більші за прийняті для I групи територій, використовують фундамент, нижня частина якого може зміщуватися по шву ковзання відносно підколонника на відстань δ (рис. 16.12).

Нарешті, в 1975 р. радянські фахівці І. С. Дубянський і М. А. Коваленко запропонували окремі фундаменти під колони каркаса з встановленням зв'язків-розпірок. На територіях II—IV груп такі розпірки розміщують лише на рівні нижнього уступу фундаменту, а на територіях I групи, крім того, і на рівні верхнього уступу (підколонника). Глибина закладення фундаментів у цьому випадку повинна бути однаковою. Мінімальний переріз зв'язки-розпірки приймають не меншим за 20×20 см, а взагалі розміри її встановлюють розрахунком.

16.11. ФУНДАМЕНТИ В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ

Окремі ділянки земної кори внаслідок тектонічної діяльності зазнають сильних струсів. Це сейсмічні явища, або землетруси. Сейсмостійкість будівель та споруд, їх основ та фундаментів визначають розрахунком за міцністю на особливі поєднання навантажень.

В Україні найбільш сейсмічними є райони Прикарпаття та Криму, що видно з таких даних:

Міста України	Бали	Міста України	Бали
Балаклава	8	Одеса	6
Бахчисарай	7	Сімферополь	6
Виноградів	7	Ужгород	7
Гурузф	8	Феодосія	7
Івано-Франківськ	6	Хмельницький	6
Кам'янець-Подільський	6	Чернівці	6
Керч	6	Ялта	8
Коломия	6		

Спостереження за наслідками численних землетрусів показали, що в різних частинах окремої ділянки вони значно відрізняються за інтенсивністю. Так, інтенсивність струсу на поверхні землі (при однаковій силі землетрусу) на ділянках з сипкими ґрунтами у 15 разів більша, ніж на ділянках із скельними ґрунтами. Тому для визначення уточненої сейсмічності складають карти сейсмічного мікрорайонування. Якщо таких карт немає, то уточнену сейсмічність ділянки встановлюють за табл. 1

СНиП II-7-81. Розроблені «Рекомендації по сейсмічному мікрорайонированію» (РСМ-73), які постійно уточнюються на базі нового досвіду роботи науково-дослідних та виробничих організацій. Так, відповідно до норм будівництва в сейсмічних районах, вірменські міста Ленінакан, Кіровакан, Спітак раніше за картою були віднесені до районів з інтенсивністю землетрусів 7—8 балів. Однак землетрус 1988 р. в цих містах мав силу понад 10 балів.

Уточнена сейсмічність будівельного майданчика залежно від величини сейсмічності географічного пункту та ґрунтових умов може дорівнювати сейсмічності пункту, бути більшою або меншою (табл. 16.16).

Таблиця 16.16. Оцінка сейсмічності ділянки будівництва залежно від ґрунтових умов (СНиП II-7-81)

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунт	Сейсмічність ділянки будівництва, бали, при сейсмічності району в балах		
		7	8	9
I	Скельні ґрунти всіх типів (у тому числі вічномерзлі в мерзлому стані або після відтавання) невивітрені та слабковивітрені; великоуламкові ґрунти щільні маловологі з магматичних порід, що містять до 30 % піщано-глинястого заповнювача; вивітрені та дуже вивітрені скельні та нескельні твердомерзлі (вічномерзлі) ґрунти при температурі -2°C і нижче при будівництві та експлуатації за першим принципом (збереження ґрунту у мерзлому стані)	6	7	8
II	Скельні ґрунти вивітрені та дуже вивітрені, в тому числі вічномерзлі, крім тих, що віднесені до I категорії; великоуламкові ґрунти, крім тих, що віднесені до I категорії; піски гравелісті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, маловологі та вологі; піски дрібні та пілуваті, щільні та середньої щільності, маловологі; пілувато-глинясті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ з коефіцієнтом пористості $e < 0,9$ для глин та суглинків і $e < 0,7$ для супісків; вічномерзлі нескельні ґрунти пластичномерзлі або сипучомерзлі, а також твердомерзлі при температурі вище -2°C при використанні першого принципу будівництва	7	8	9
III	Піски пухкі незалежно від вологості та крупності; піски гравелісті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, водонасичені; піски дрібні та пілуваті, щільні та середньої щільності, вологі та водонасичені; пілувато-глинясті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,5$; пілувато-глинясті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ з коефіцієнтом пористості $e \geq 0,9$ для глин та суглинків і $e \geq 0,7$ для супіску; вічномерзлі нескельні ґрунти при будівництві та експлуатації за другим принципом (допущення відтавання ґрунту)	8	9	>9

Слід мати на увазі, що при неоднорідному нашаруванні ґрунт ділянки будівництва належить до більш несприятливої категорії за сейсмічними властивостями, якщо в межах 10-метрового шару ґрунту (рахуючи від позначки планування) шар, віднесений до цієї категорії, має загальну товщину понад 5 м. Категорію ґрунту та показники його фізичних властивостей визначають з урахуванням прогнозу змін рівня ґрунтової води, а також можливості замочування основи.

Крім викладеного вище, враховують і те, що будівлі і споруди поділено залежно від призначення та капітальності на три категорії. Для кожної категорії встановлена розрахункова сейсмічність, яка теж може бути нижчою, дорівнювати або перевищувати сейсмічність майданчика.

Існує загальне правило, відповідно до якого спеціальних заходів щодо пристосування будівель до сейсмічного впливу вживають під час проектування, якщо інтенсивність сейсмічності 7 та більше балів.

Попередній розрахунок основ та фундаментів, як правило, виконують за деформаціями. На цьому етапі сейсмічні навантаження не беруть до уваги. Далі проектування ведуть за міцністю.

Велике значення має правильний вибір розрахункової схеми будівлі або споруди на дію інерційного навантаження. Вона повинна відтворювати не лише властивості самої будівлі, але й її взаємодію з основою. Разом з тим розрахункову схему треба приймати досить простою (рис. 16.13).

Найчастіше розрахункову схему більшості будівель і споруд приймають у вигляді консольного стержня, який жорстко або пружно закладено в основу і до якого прикладено зосереджені чи розподілені маси (А. І. Мартем'янов, 1985). Особливості будівель і споруд у розрахунковій схемі відтворюють розподілом мас та жорсткостей по довжині стержня.

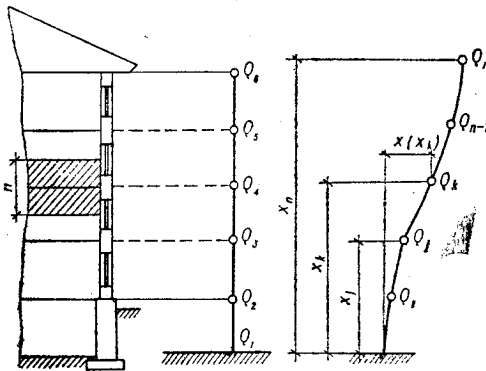


Рис. 16.13. Розрахункова схема чотирьохповерхового будинку для визначення сейсмічного навантаження

Для розрахунку зусиль у споруді на рівні землі або напружень під подошвою фундаменту сейсмічна сила приймається зосередженою в центрі ваги споруди. Будови, які мають складну просторову схему, поділяються на прості елементи без зміни принципу їх роботи в цілому.

Сейсмічні зусилля можуть мати будь-який напрям у просторі. Очевидно, напрям розрахункових сейсмічних навантажень

слід приймати найнесприятливішим. Таким буде горизонтальне навантаження в напрямі поздовжньої та поперечної осей. Визначають його окремо.

Розрахункове сейсмічне навантаження у вибраному напрямі, яке відповідає i -му тонові власних коливань будівлі або споруди, визначають за формулою

$$S_{i\kappa} = K_1 K_2 S_{oi.\kappa}, \quad (16.25)$$

де K_1 — коефіцієнт, що враховує допустиме пошкодження споруд, $K_1 = 0,12 \dots 1$ залежно від їх призначення; K_2 — коефіцієнт, що враховує конструктивні особливості споруди, $K_2 = 0,5 \dots 1,5$; $S_{oi.\kappa}$ — сейсмічне навантаження для i -го тону власних коливань споруди,

$$S_{oi.\kappa} = Q_{\kappa} A \beta_i K_{\psi} \eta_{i\kappa}, \quad (16.26)$$

тут Q_{κ} — вага будівлі або споруди, віднесена до точки κ ; A — коефіцієнт, значення якого приймаються 0,1, 0,2 або 0,4 залежно від розрахункової сейсмічності відповідно 7, 8, або 9 балів; β_i — коефіцієнт динамічності, який відповідає i -му тонові коливань залежно від категорії ґрунту та періоду власних коливань, $\beta_i = 0,8 \dots 3$; K_{ψ} — коефіцієнт демпфірування, залежно від характеристики конструкції $K = 1 \dots 1,5$; $\eta_{i\kappa}$ — коефіцієнт, що залежить від форми деформацій споруди, розміщення навантажень,

$$\eta_{i\kappa} = \frac{x_i(x_{\kappa}) \sum_{i=1}^n Q_i x_i(x_j)}{\sum_{i=1}^n Q_j x_i^2(x_j)}, \quad (16.27)$$

де $x_i(x_{\kappa})$; $x_i(x_j)$ — зміщення споруди при власних коливаннях у точці K та в усіх точках j , де відповідно до розрахункової схеми вага прийнята зосередженою; Q_j — вага споруди, віднесена до точки j .

Горизонтальну складову частину навантаження використовують при розрахунку фундаменту на зсув (з урахуванням тертя підшви об ґрунт) та на перекидання.

Розрахунок основи за несучою здатністю провадять на дію вертикальної складової частини позацентрового навантаження, яка передається через фундамент, за умовою

$$N_a \leq \frac{\gamma_{c.eq} N_{u.eq}}{\gamma_n}, \quad (16.28)$$

де N_a — вертикальна складова частина розрахункового позацентрового навантаження в особливому поєднанні; $N_{u.eq}$ — вертикальна складову частину граничного опору основ при сейсмічних діях; $\gamma_{c.eq}$ — сейсмічний коефіцієнт умов роботи, який сприймається 1; 0,8; 0,6 відповідно для ґрунту I, II та III категорій згідно з табл. 16.16; γ_n — коефіцієнт надійності за призначенням споруди відповідно до її класу, $\gamma_n = 1,1 \dots 1,2$.

При основному сполученні навантажень з урахуванням сейсмічного впливу вертикальну складову частину сили граничного опору основ зі скелястого ґрунту визначають незалежно від глибини закладення фундаменту за формулою

$$N_u = R_c b' l', \quad (16.29)$$

де R_c — розрахункова міцність ґрунту на одноосьове стиснення; b' ; l' — наведені відповідно ширина та довжина підшви фундаменту, які визначають з урахуванням ексцентриситету рівнодіючої в напрямі поперечної та поздовжньої осей фундаменту:

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l.$$

Для основ з нескельного ґрунту вертикальну складову частину сили граничного опору визначають за схемою однобічного зсуву з урахуванням впливу сейсмічних коливань на напружений стан ґрунту.

Ординати епюри граничного тиску по краю підшви фундаменту визначають за формулами

$$P_0 = \xi_q F_1 \gamma'_1 d + \frac{\xi_c (F_1 - 1) c_1}{\gamma g \varphi_1}, \quad (16.30)$$

$$P_b = P_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - K_{eq} F_3), \quad (16.31)$$

де ξ_q ; ξ_γ ; ξ_c — коефіцієнти форми, які визначають за формулами (9.27), але без зменшення розмірів підшви фундаменту; F_1 ; F_2 ; F_3 — коефіцієнти, які визначають за графіком залежно від розрахункового кута внутрішнього тертя φ_1 (Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений, 1986); γ'_1 і γ_1 — відповідно розрахункові значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище та нижче підшви фундаменту; d — глибина закладення фундаменту; K_{eq} — коефіцієнт, який визначають аналогічно коефіцієнту A у формулі (16.26).

Ексцентриситети розрахункового навантаження та епюри граничного тиску визначають за формулами

$$e_a = M_a / N_a, \quad (16.32)$$

$$e_u = \frac{b(P_b - P_0)}{6(P_b + P_0)}, \quad (16.33)$$

де N_a , M_a — вертикальні складові частини відповідно розрахункового навантаження та згинального моменту, які зведено до рівня підшви фундаменту від особливого поєднання навантажень.

Нарешті, залежно від співвідношення e_a і e_u , вертикальну складову частину сили граничного опору основи приймають:

при

$$e_a \leq e_u \quad N_{ueq} = 0,5 bl (P_0 + P_b); \quad (16.34)$$

при

$$e_a > e_u \quad N_{ueq} = bl P_b \left(1 + \frac{6e_a}{b} \right). \quad (16.35)$$

Для стрічкових фундаментів навантаження та граничний опір визначають на одиницю довжини.

Найбільший розрахунковий тиск під подошвою фундаменту визначають за формулою (11.8).

Загальними принципами проектування споруд у сейсмічних районах є такі:

1. Зниження сейсмічного навантаження за рахунок зменшення маси конструкцій з одночасним вибором оптимальної конструктивної схеми жорсткого, гнучкого або змішаного типу.

2. Рівномірний розподіл жорсткостей та мас у спорудах, використання принципу симетрії, однорідність будівельних матеріалів.

3. Монолітність та однакова міцність елементів споруд, розташування стиків несучих елементів поза зоною найбільших зусиль.

4. Створення умов, які полегшують розвиток пластичних деформацій під час виникнення сейсмічного навантаження.

5. Висока якість будівельних робіт.

Для реалізації цих положень глибину закладення фундаментів у ґрунтах I, II або III категорій сейсмічності приймають так само, як і для несейсмічних районів. Її доцільно призначати однаковою під всією будовою; аналогічно проектують і будинки в підвалом.

У ґрунтах III категорії звичайно використовуються штучні основи. Нижче наведено рекомендації щодо вибору засобів влаштування основ та фундаментів у сейсмічних районах:

Заходи

Реалізація заходів

Застосування особливих конструктивних вирішень фундаментів для зниження інерційних зусиль на надземну частину будівлі або споруди

Застосування паллових фундаментів

Ущільнення та закріплення ґрунту основи

Фундаменти перехресного типу збірно-монолітні або монолітні; підвісні фундаменти; фундаменти з котковим спиранням; фундаменти з гасильниками коливань; фундаменти з сейсмоізоляційними ковзними поясами

Пальові фундаменти з високим ростверком, який дозволяє поворот верхньої частини палі відносно ростверка, на забивних залізобетонних палях, кінці яких спираються на міцний шар ґрунту; пальові фундаменти з проміжною гравелистою або крупнозернистою піщаною подушкою (рис. 16.14)

Трамбування; витрамбування; влаштування ґрунтових палей; повна або часткова заміна ґрунту з несприятливими властивостями; силікатизація; термічна обробка

Слід додати, що в будівлях і спорудах, які зводять у сейсмічних районах, при проектуванні несучих конструкцій враховують необхідність обмеження кількості поверхів безкаркасних будівель з кам'яними стінами. Значно ефективнішими є будівлі з металевим або залізобетонним каркасом. Останнім часом споруджують висотні будинки з монолітного залізобетону методом

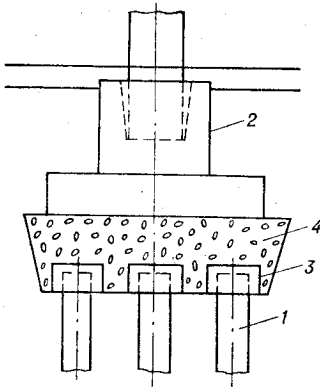


Рис. 16.14. Пальовий фундамент з проміжною подушкою:

1 — палі; 2 — фундамент; 3 — оголовки; 4 — проміжна подушка

безперервного бетонування в рухомій опалубці.

Широко застосовують антисейсмічні пояси з залізобетону, які влаштовують на рівні перекриттів та покриттів будівель з кам'яними стінами по всіх поздовжніх та поперечних осях. Їх зв'язують з муруванням вертикальними випусками арматури. Ширина таких поясів дорівнює ширині стіни, а висота повинна бути не меншою за 15 см.

Кількість армування визначають розрахунком, але встановлюють не менше чотирьох стержнів 10А-I при розрахунковій сейсмічності майданчика 7—8 балів або чотирьох стержнів 12А-I при сейсмічності 9 балів.

Будівлі проектують простої конфігурації в плані. Стіни розміщують симетрично відносно поздовжньої та поперечної осей. Якщо через архітектурно-планувальні міркування не можна уникнути складної конфігурації будівлі в плані, її поділяють на окремі відсіки антисейсмічними швами. Шви виконують за рахунок влаштування парних стінок або рам. Шов має бути завширшки близько 30 мм, якщо висота будівлі не перевищує 5 м. Через кожні 5 м додаткової висоти ширину шва збільшують на 20 мм.

Перемички в кам'яних будівлях закладають у мурування не менше ніж на 350 мм на повну ширину стіни.

16.12. ФУНДАМЕНТИ НА ЗСУВНИХ ТЕРИТОРІЯХ

Серед денудаційних процесів, що формують сучасний рельєф України, досить поширені зсуви (Одеса, Київ, Дніпропетровськ, Полтава та інші міста), які можуть розвиватися на схилах з крутизною 5 та більше градусів. Такі схили можна віднести до потенційно зсувних, а при несприятливих умовах на них виникають деформації.

Значний вплив на інтенсивність розвитку зсувів має господарська діяльність людини, яка іноді стає ведучою серед інших чинників.

Для вирішення питань про будівництво на схилах слід керуватися такою класифікацією схилів:

1. Стійкі ділянки схилів. Це вододільні території з пологим рельєфом (схил з крутизною меншою за 5 градусів; ті ділянки схилів, які не піддавалися раніше дії фізико-геологічних процесів; пологі ділянки біля підніжжя схилів, які не деформувалися раніше; ділянки високих заплав та надзаплавних терас.

2. Відносно стійкі ділянки (до освоєння), потенційно схильні до розвитку в їх межах зсувів та ярової ерозії. Це круті ділянки схилів (крутизна до 20°), не порушені раніше зсувними процесами, або з виявами на них ярової ерозії.

3. Нестійкі ділянки схилів, вражені в минулому зсувами або сучасними зсувами. Використання таких схилів можливе після вирішення питання про економічну доцільність освоєння та вибору методів проведення будівельних робіт.

Розроблення проекту інженерного захисту зсувної території починають з визначення категорії ділянки і відповідно до вимог земельного законодавства.

Основні завдання інженерного захисту: безпека людей, захист території і будівельних об'єктів на ній від зсувів, зменшення шкідливого впливу господарської діяльності на стійкість схилів, створення економічно обґрунтованих проектних вирішень.

У комплексі заходів інженерного захисту використовують різні прийоми регулювання поверхневого та підземного стоку, водозахист будівель і споруд, зміну крутизни схилів, влаштовують контрбанкети та контрфорси, які утримують протизсувні споруди. Конкретні заходи захисту:

Заходи	Реалізація заходів
Регулювання поверхневого стоку	Вертикальне планування небезпечного схилу, влаштування системи поверхневого водостоку та підземних колекторів; компонування генерального плану зі збереженням природних умов стоку поверхневої води
Регулювання підземного стоку	Влаштування головних та берегових дренажів, а також площадкового дренажу для зниження рівня ґрунтової води; влаштування дренажних прорізів та горизонтальних дренажів для безводнювання зсувного масиву; влаштування пластового дренажу для будівель та споруд і захисту зсувного масиву від втрат води; влаштування протифільтраційних запон; прокладення інженерних мереж у спільних колекторах та тунелях з поздовжнім уклоном близько 0,02
Водозахисні	Влаштування вимощення шириною 1,5 м і більше з уклоном 0,03; ущільнення ґрунту під вимощенням, скидання води з вимощення через лотки в зливову каналізацію; влаштування підлог підвальних приміщень або підлог перших поверхів водонепроникними за рахунок укладення суцільного водоізолюючого килима з полімерних плівок або іншого рулонного матеріалу; влаштування підлог з уклоном до водозбірних лотків

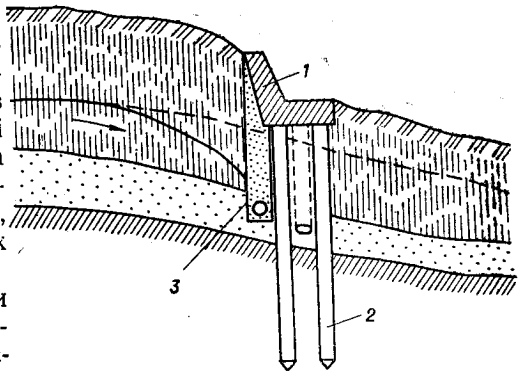


Рис. 16.15. Протизсувна споруда на палях спільно з дренажним обладнанням:
1 — підпірна стінка; 2 — палі; 3 — дренаж

Зміна рельєфу схилу

Влаштування контрбанкетів та контрфорсів

Влаштування утримуючих протизсувних споруд

Влаштування фундаментів, які обтікаються зсувними масами ґрунту, якщо неможлива стабілізація зсувного масиву

Зменшення крутизни та загальне вертикальне планування схилу, іноді з заміною слабкого ґрунту в його підніжжі

Відсіпання насипу в підніжжі схилу так, щоб насип розташовувався частково над спадною віткою кривої ковзання, а частково за її межами; влаштування на невисоких схилах контрфорсів з ґрунту або каменю, які одночасно використовуються і для відведення ґрунтової води

Влаштування глибоких опор у вигляді буронабивних паль, опор з прямокутного, таврового чи двотаврового формою перерізу або опор, у яких площа перерізу збільшується зверху донизу; влаштування утримуючої споруди з використанням забивних залізобетонних паль та об'єднанням їх у верхній частині ростверком разом з підпірною стінкою (рис. 16.15)

Влаштування окремих опор глибокого закладення, які міцно закріплені нижче поверхні ковзання в стійких ґрунтах (верхня частина опор працює в умовах обтікання їх зсувними масами)

16.13. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ В УМОВАХ ПІДТОПЛЕННЯ ТЕРИТОРІЙ

Обмеженість земельного фонду та широкий розвиток технологічних процесів, внаслідок яких виникають несприятливі явища, вимагають утворення обґрунтованої програми інженерної підготовки територій і втілення її в життя.

Напрямок заходів інженерної підготовки територій та варіанти захисних заходів встановлюють на основі загальної оцінки інженерно-геологічних умов будівництва, а також інженерних розвідувань у цілому. Перелік робіт вказують у висновках до звіту про розвідування.

У 1978 р. Радою Міністрів УРСР було прийнято постанову «Про заходи по поліпшенню захисту населених пунктів, підприємств, інших об'єктів і земель від селєвих потоків, снігових лавин, зсувів, обвалів і просідань земної поверхні над гірничими виробками». Згідно з цією постановою складено кадастр зсувних територій та перелік підприємств і організацій, які розташовані в складних інженерно-геологічних умовах. Науководослідні інститути республіки розробили сучасні ефективні споруди інженерного захисту, а також удосконалили методи прогнозування розвитку несприятливих явищ.

Поширеним явищем, яке має негативний вплив на будівництво в населених пунктах республіки, є піднімання рівня ґрунтової води, перетворення верховодки на постійний рівень підземної води, тобто підтоплення великих територій.

Наслідки підтоплення завжди негативні. Підтоплення проковує розвиток просідання в лесових ґрунтах і перехід їх у пливунний стан, виникнення та розвиток зсувів, набрякання

пилувато-глинястих ґрунтів, зміну температурного режиму ґрунту, затоплення підземних приміщень, зміну хімічного складу та властивостей ґрунтової води.

Потенційне підтоплення територій залежить від природних умов населеного пункту, групи підприємств, розміщених на цих територіях, питомих витрат води. Ці чинники використовують для визначення одного з чотирьох типів підтоплюваності. Найбільшу вірогідність значного підвищення рівня ґрунтової води слід чекати на територіях I та II типів (див.: «Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений», 1986) при близько до поверхні розташованому водонепроникному шарі ґрунту і відсутності природного дренажу.

Основні причини підтоплення:

1. Засипання балок, ярів, джерел, струмків та інших природних водовідвідних каналів та виходів ґрунтової води на поверхню. Цей процес веде до накопичення на поверхні землі дощової і талої води, а також до підняття рівня ґрунтової води.

2. Експлуатація водосховищ та зрошувальних систем, які впливають на рівень ґрунтових вод на значному віддаленні. Встановлено, наприклад, що втрати води на фільтрацію в магістральних каналах зрошувальних систем становлять 6—134 л/с на один кілометр. Після відкриття (1963) Північно-Кримського каналу, рівень ґрунтових вод у районі П'ятихаток піднявся на 6—7 м у смузі 100 м завширшки з обох боків каналу, а на відстані одного кілометра — на 3,5 м. Практично повністю виключити фільтрацію води в ґрунт навіть при ретельному облицюванні схилів каналів неможливо.

3. Розроблення котлованів, траншей, а також інших заглиблень у ґрунті, особливо якщо між земляними та іншими будівельними роботами мінає деякий час.

4. Руїнування ґрунтово-рослинного, особливо дернового, шару ґрунту, корчування пеньків.

5. Утворення розпушеного земляного насипу, який через відсутність відповідної структури стає акумулятором поверхневої води.

6. Погіршення умов стікання поверхневої води через невідале розміщення будівельних об'єктів, а також через незадовільне планування.

7. Фільтрація дощової, талої та іншої води через погано ущільнений ґрунт зворотної засипки котлована. Так, встановлено, що на території елеватора в Донецьку, в роботі якого вода для технологічних потреб не використовується, рівень ґрунтової води за п'ять років експлуатації саме через погане ущільнення зріс на кілька метрів.

8. Витікання води з розгалуженої мережі інженерних комунікацій. Наприклад, на території одного з металургійних заводів нашої республіки тільки припустиме витікання з безнапірної каналізаційної мережі становило 50 тис. м³ за рік на площі

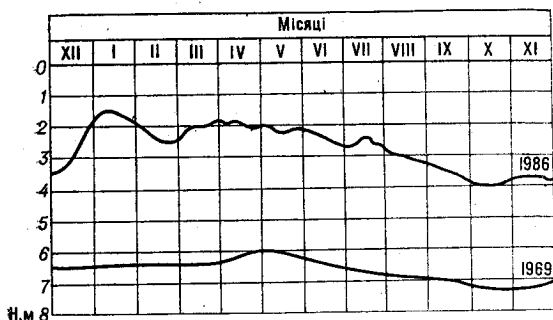


Рис. 16.16. Графік коливань рівня ґрунтової воли для рівнинної частини Полтави

з глибини 127—268 м), близько половини губиться у верхніх шарах ґрунту (рис. 16.16).

На ділянках деяких промислових підприємств України за 15—20 років рівень ґрунтової води підвищився на 9—15 м. Загальна швидкість підняття води тут становить 0,6—1 м на рік.

Слід відзначити, що інтенсивність підтоплення в містах трохи менша, ніж на територіях промислових підприємств. Але й тут можна навести приклади дуже швидкого підвищення рівня ґрунтової води. Так, після того, як у центрі Полтави під час будівництва одного з інститутів засипали ставок, на дні якого були джерельця, рівень ґрунтової води тут піднявся на 13 м.

Підтоплення завжди супроводжується зміною хімічного складу ґрунтової води, погіршуючи його. Це пов'язане з такими обставинами:

підвищується загальна мінералізація підземної води;

у підземних водах з'являються нові складові частини внаслідок впливу технології, що застосовується на даному підприємстві, підвищується концентрація таких іонів, як SO_4^{2-} , Cl^- , Ca^{2+} , Mg^{+} .

розвивається нерівномірність мінералізації по площі залежно від розміщення джерел забруднення;

мінералізується загальний стік зі зрошуваних територій, де використовуються мінеральні добрива;

витікають фекальні рідини з міських каналізаційних мереж і в ґрунтовій воді з'являються органічні сполуки та іони NO_3^- .

Мінералізується ґрунтова вода внаслідок застосування деяких методів закріплення ґрунту (однорозчинна або дворозчинна сілікатизація).

Водонасичення ґрунту при піднятті підземних вод може призвести до додаткового осідання основи. Це відбувається в тих випадках, коли будівлі і споруди запроектовано без урахування повного водонасичення ґрунту основи, чого вимагають існуючі норми та правила.

Підняття рівня ґрунтової води спричинює зміну напруженого

250 га. Витікання з водопроводу на тій же площі дорівнювало близько 11 тис. м^3 у рік.

Відомо, що в містах, де інженерні мережі експлуатуються ще з дореволюційних часів, з кожних 100 м^3 добутих з артезіанських свердловин (у Полтаві, наприклад, з

стану ґрунту внаслідок гідростатичного та гідродинамічного виважування.

Осідання основи в зв'язку з підняттям рівня ґрунтової води визначають методом пошарового підсумовування. При цьому приймають, що на кожний розрахунковий момент часу осідання досягає кінцевої величини. Рівень підземної води, що піднімається в кожний момент часу, розділяє стисливу зону на два шари: водонасичений та природної вологості з різними характеристиками деформативності. Тому навіть для однорідної основи розрахунок ведуть як для двошарової. Вважається, що стислива товща ґрунту дорівнює заглибленню водотривкого шару.

Проектування профілактичних або постійно діючих водозахисних заходів (дренажі, запони, екрани, гідроізоляція), а також мережі свердловин для спостереження за рівнем ґрунтової води виконується на базі оцінок потенційної можливості підтоплення, а також згідно з указанням СНиП 2.06.15-85 «Інженерна заштита території от затопления и подтопления».

Окремі заходи, спрямовані на боротьбу з підтопленням поодиноких ділянок, будівель і споруд, не дуже ефективні, їх треба об'єднувати в комплексну систему інженерного захисту міста, яка повинна включати: загальне водозниження; влаштування поверхневого стоку; локальну систему захисту будівель і споруд; утворення надійної системи водовідведення, боротьбу з витіканням води з інженерних мереж.

Контрольні запитання та завдання для самостійної роботи

1. Які ґрунтові умови називаються особливими?
2. Попереднє та остаточне визначення просадочності ґрунту.
3. Розподіл ґрунтових умов за просадочністю.
4. Класифікація заходів для зменшення шкідливого впливу просідання.
5. Методи усунення просадочності лесового ґрунту.
6. Конструктивні заходи, які використовуються у будівлях і спорудах, щоб пристосувати їх до нерівномірного просідання.
7. Які ґрунти віднесено до слабких водонасичених?
8. Основні принципи будівництва фундаментів на слабких ґрунтах.
9. Пристосування конструкцій будівель до умов слабого ґрунту.
10. Які ґрунти називаються торфами та заторфованими?
11. Заходи, яких вживають при зведенні будівель та споруд на торфях або заторфованих основах.
12. Які ґрунти здатні до набрякання?
13. Рекомендації щодо спорудження фундаментів на основах, схильних до набрякання.
14. Заходи, яких вживають при зведенні споруд на засолених ґрунтах.
15. Влаштування фундаментів у карстових районах.
16. Морозне випинання ґрунту.
17. Особливості роботи фундаменту в ґрунтах, схильних до випинання.
18. Особливості вічномерзлих ґрунтів.
19. Принципи будівництва будівель та споруд у вічномерзлих ґрунтах.
20. Будівництво фундаментів на наливних ґрунтах.
21. Будівництво фундаментів на насипних ґрунтах.
22. Будівництво на ділянках, під якими є підземні виробки.
23. Оцінка сейсмічності будівельного майданчика.
24. Основи розрахунку фундаментів на сейсмічне навантаження.

25. Заходи, яких вживають при зведенні будівель і споруд на ділянках з сейсмічним навантаженням.
26. Причини підтоплення територій.
27. Заходи для збереження стійкості схилу від зсуву.

17. ОСНОВИ НАДІЙНОСТІ І ЕКОНОМІЧНОСТІ ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ

17.1. ДЕЯКІ АСПЕКТИ РОБОТИ СИСТЕМИ «ОСНОВА — ФУНДАМЕНТ — СПОРУДА»

Від фундаменту будь-якої будівлі і споруди напруги на ґрунт передаються нерівномірно, виділяються ділянки з концентрацією напруг і заниженими значеннями. Ця нерівномірність визначається конструктивними особливостями фундаментів. Так, під центром споруди на основу напруги більші, ніж під його торцями. Навіть при заляганні під кожною частиною фундаменту шарів однакового складу і потужності його деформації різні. Однак кожна споруда має відповідну жорсткість, яка не дозволяє її конструктивним елементам вільно осідати разом з основою. У результаті у точках ґрунту з більшими напругами відбувається їх зниження за рахунок піддатливості основи і, навпаки, менші напруги збільшуються. Цей процес називається перерозподілом напруг з включенням у роботу фундаменту і надфундаментної конструкції. В них виникають додаткові зусилля, зв'язані з вигином конструкції. Чим більшу жорсткість має споруда, тим менша нерівномірність осідання.

Розглянуті вище процеси свідчать про те, що основи і фундаменти слід розраховувати спільно з надземною частиною будівель і споруд. Цей розрахунок проводять як для конструкцій на пружній основі, і полягає він в визначенні контактних напруг у основах споруд. Для розрахункових схем використовують схеми балок, плит або рам на пружній основі. Факторами, що визначають точність таких розрахунків, є достовірність оцінки деформівної основи і правильність урахування просторової жорсткості споруди.

Нерівномірні деформації основ найчастіше відбуваються внаслідок їх неоднорідності за простяганням. Ця неоднорідність зумовлена також їх особливими властивостями: локальним замочуванням просадочних ґрунтів; місцевим відтаванням мерзлих ґрунтів, деформаціями розробки тощо. У кожному конкретному випадку необхідно вивчати процес розвитку деформацій з урахуванням часу будівництва та експлуатації споруди.

В межах України поширене будівництво на лесових просадочних ґрунтах. Розглянемо розрахункову модель «основа — будівля» для прогнозування напруженого стану елементів системи в умовах просадки при врахуванні характеру її особливостей розвитку просадочної деформації по І. О. Розенфельду. Основа розраховується згідно з гіпотезою Вінклера. Глибинне обводнення просадочної основи викликало (під дією власної ваги ґрунту, що залягає вище) у якийсь початковий момент утворення на поверхні просадочної воронки, внаслідок чого під частиною будівлі (наприклад, у торці) виникає послаблення контакту з ґрунтами або початкове консольне зависання. Первісна епюра реактивного відказу стає несиметричною і зміщується в зону, яка зберегла повноцінний контакт, а сама будівля одержує деякий початковий прогин або загальний крен під дією зовнішнього навантаження. З продовженням надходження води в ґрунт поступово збільшується діаметр просадочної воронки на поверхні й одночасно зростає протяжність зони послабленого контакту.

Паралельно з цим процесом і внаслідок його виникають пластичні обтиснення ґрунту в зоні контакту з основою природної вологості, що призводить до скорочення довжини зони порушеного контакту. Це складне явище супроводжується поступовим нелінійним наростанням прогину будівлі, а епюра реактивного відказу ґрунту (а звідси і жорсткості основи C_1) зазнає

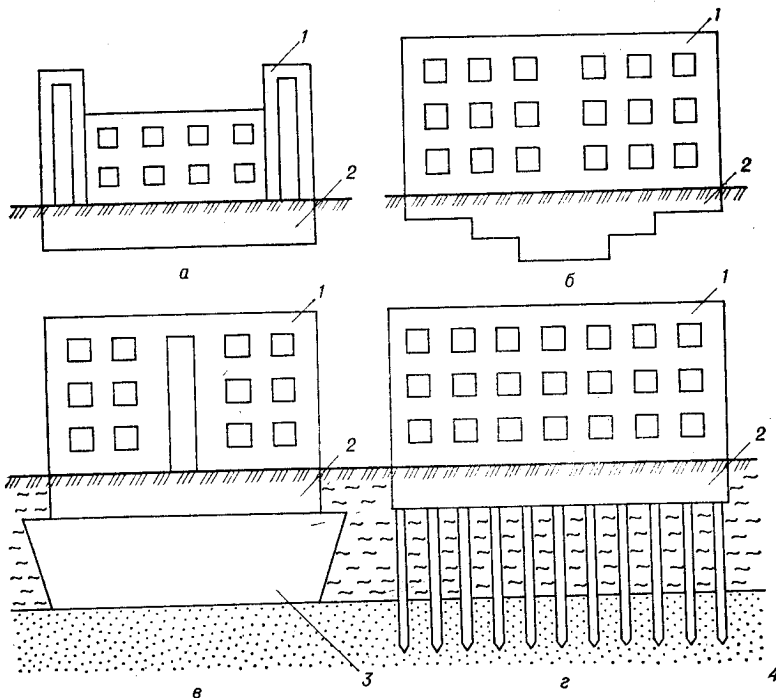


Рис. 17.1. Схема заходів для зменшення нерівномірності деформацій основ шляхом:

а — вирівнювання навантажень; *б* — збільшення глибини закладення фундаментів; *в* — влаштування штучної основи; *г* — застосування пальових фундаментів; 1 — споруда; 2 — фундамент; 3 — штучний ґрунт; 4 — пали

безперервної трансформації в міру змін умов на контакті, переміщується в зону повного контакту при нелінійній зміні C_t . В результаті виникають значні піки реактивних тиснень, зумовлені статичною рівновагою системи, які спричинюють дальші непружні деформації сухого ґрунту. Цей процес триває із затухаючою швидкістю до припинення надходження води в ґрунт або досягнення граничних величин просадочної деформації в кожному конкретному випадку. Деформації основи викликають прогини або кручення будівлі, які розраховують окремо.

Очевидно практично в усіх випадках створюються умови розвитку нерівномірних деформацій основ. Оптимальним шляхом проектування споруд у таких умовах буде: з одного боку, вжиття заходів для зменшення нерівномірності деформації основ, а з другого — зменшення чутливості конструкцій до нерівномірних осідань. Зменшити нерівномірність осідань основ можна вирівнюванням навантажень по всій площі основи (наприклад, привантажити торці будівлі) (рис. 17.1, *а*). Вирівняти осідання в межах нерівномірно завантаженої споруди можна збільшенням глибини закладення фундаменту на перевантажених ділянках (рис. 17.1, *б*). Для структурно нестійких ґрунтів уникнути розвитку нерівномірних деформацій можна їх ущільненням або закріпленням способом влаштування штучної основи (рис. 17.1, *в*), а також прорізанням всієї товщі палями (рис. 17.1, *г*).

Знизити чутливість будівель до нерівномірних осідань можна двома шляхами: зробити їх максимально гнучкими або збільшити міцність конструкцій так, щоб тиск міг перерозподілятися по підшві фундаменту, і тим самим зменшити нерівномірність його осідань.

Гнучкості споруди можна досягти застосуванням статично визначених систем конструкцій (наприклад, сталевий або залізобетонний каркас на окре-

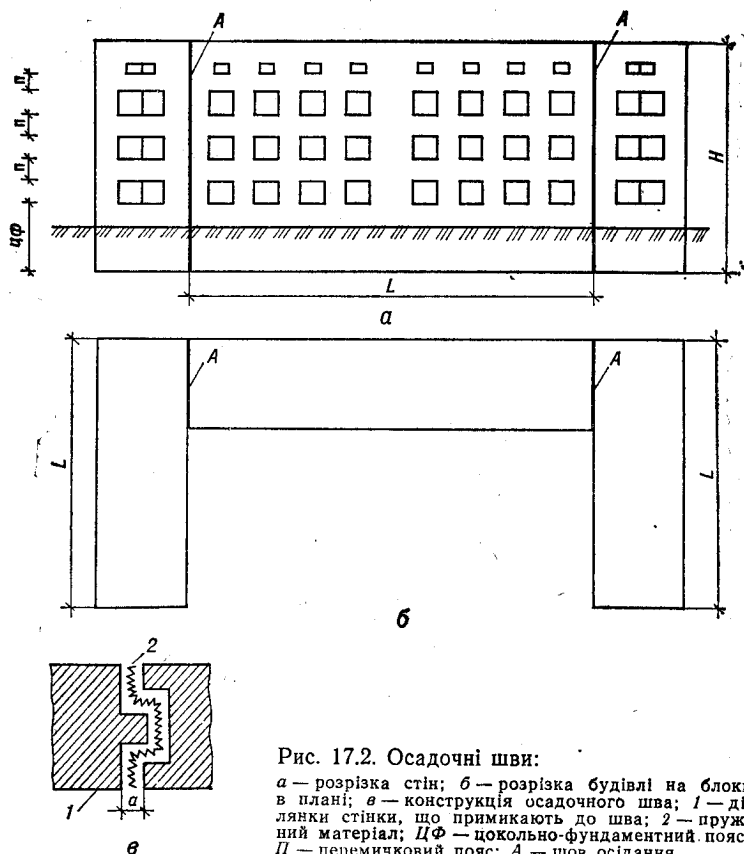


Рис. 17.2. Осадочні шви:

a — розрізка стін; *б* — розрізка будівлі на блоки в плані; *в* — конструкція осадочного шва; 1 — ділянки стінки, що примикають до шва; 2 — пружний матеріал; ЦФ — цокольно-фундаментний пояс; Л — перемичковий пояс; А — шов осідання

мих фундаментах при шарнірному опиранні ферм і ригелів). У таких конструкціях не виникають додаткові зусилля від нерівномірних деформацій, однак необхідно враховувати можливість порушення умов роботи технологічного устаткування (обладнання): трубопроводів, кранових колій тощо. Для нейтралізації цих явищ застосовують конструкції і вузли, які допускають поновлення проектного положення деформованих елементів. Слабким місцем у таких будівлях є стіни, які, маючи кінцеву жорсткість, викривляються при нерівномірних осіданнях, що може спричинити з'явлення в них тріщин. Цього можна уникнути влаштуванням вертикальних швів осідання (рис. 17.2, *a*), якими стіна розрізається на ділянки. При цьому нерівномірність осідання значно зменшується. Складні в плані будівлі з цією ж метою розділяють на відсіки простої форми (рис. 17.2, *б*). Шви осідання можуть розкриватись і закриватись, тому товщу шва слід призначати з урахуванням очікуваної нерівномірності деформацій. З метою виключення продування шва його заповнюють пружним матеріалом (рис. 17.2, *в*).

Чим більша жорсткість відсіків будівлі, виділених швами осідання, тим менша нерівномірність осідання. Послідовність оцінки здатності безкаркасних будівель приймати зусилля, що виникають у них внаслідок нерівномірних деформацій, така: визначають граничні значення моментів та поперечних сил M_u і Q_u для конструкцій; оцінюють значення M і Q , що виникають внаслідок нерівномірної деформації; порівнюють граничні зусилля і зусилля, що виникають, і встановлюють запас або недостатність міцності, закладеної в конструктивному рішенні будівлі; встановлюють величини граничних де-

формації основи, за яких міцність конструкцій забезпечується (С. Н. Клепков, 1983).

Несучу здатність вертикального перерізу стіни будівлі визначають для двох випадків деформування основи: при максимальному осіданні в торці будівлі (вигин) — цокольно-фундаментний пояс стиснутий, а перемичкові — розтягнуті; при максимальному осіданні в середині будівлі (прогин) — цокольно-фундаментний пояс розтягнутий, а перемичкові — стиснуті (рис. 17.2, а). Граничну несучу здатність будівлі в цілому на вигин ΣM_u і зсув ΣQ_u визначають як суму M_u та Q_u кожної поздовжньої стіни.

Жорсткісні характеристики безкаркасних будівель визначають з урахуванням таких положень:

при відношенні висоти відсіку H до його довжини L , більшому за 0,75, він розглядається як абсолютно жорстка балка, а при $H/L < 0,75$ — як балка кінцевої жорсткості;

відсіки, які мають конструктивну схему з несучими зовнішніми і внутрішніми поздовжніми і поперечними несучими стінами, при перекриттях розміром на кімнату зводяться до одновимірної балки із зведеними жорсткісними характеристиками вигину і зсуву. У відсіках, що мають конструктивну схему з несучими поздовжніми зовнішніми і внутрішніми стінами при опиранні перекриття по двох сторонах, поздовжні стіни розглядаються як багачні системи, що незалежно деформуються.

Зусилля, що виникають у існуючих будівлях внаслідок нерівномірних деформацій основ, залежать від довжини ділянки, в межах якої проявляється нерівномірність, коефіцієнта жорсткості основ у межах даної ділянки, гнучкості балок. При визначенні жорсткості вигину в цегляних будівлях ураховують арматуру залізобетонних поясів, які влаштовують по фундаменту і на рівні міжповерхових перекриттів безперервно вздовж усіх зовнішніх і внутрішніх стін. У панельних будівлях для надотвірної частини використовують суцільну арматуру.

17.2. НАДІЙНІСТЬ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ЇХ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ

Надійність основ і фундаментів необхідно розглядати спільно з надійністю надземної частини споруди (М. М. Ермолаєв, 1976), тобто коли мова йде про надійність основ і фундаментів, то треба під цим поняттям розуміти надійність системи «основа — споруда» в цілому. Ця система повинна проектуватися так, щоб вона змогла надійно сприймати всі можливі навантаження і передавати їх основи. Надійність і довговічність системи забезпечують в процесі спорудження шляхом застосування кондиційних матеріалів, сучасної технології проведення робіт, повною відповідністю конструкцій вимогам проекту. В процесі експлуатації надійність і довговічність системи забезпечують достовірністю проектних прогнозів, а також суворим дотриманням умов експлуатації, зазначених у паспорті споруди. Більшість факторів, які визначають надійність і довговічність системи «основа — споруда», мають випадковий характер, тому завдання вирішується на вірогідній основі.

Проектування основ та фундаментів, а також надфундаментних конструкцій будівель і споруд, згідно з нормами, виконується за граничними станами. Під граничним станом системи «основа — споруда» слід розуміти здатність системи сприймати зовнішні навантаження і впливи протягом заданого строку служби з забезпеченням експлуатаційної здатності споруди разом з розташованим у ній технологічним устаткуванням. Експлуатаційна здатність розглядається як показник надійності системи «основа — споруда». Нагадаємо, що граничний стан основи може бути за несучою здатністю — за деформаціями. Аналогічні умови надійності системи виражаються в додержанні розрахункових співвідношень, які визначаються відповідно за формулами (10.3) і (10.2). Рівність лівих і правих частин у цих співвідношеннях забезпечує також надійність системи. Але справедливості цього твердження повинна бути обґрунтована правильністю визначення лівих і правих частин співвідношень.

Навантаження, що діють на систему, за своєю природою є змінними (вага споруди, сніг, вітри, технологічне обладнання і т. ін.). Якщо заміряти їх величини протягом строку експлуатації споруди, то одержимо певну кількість цих значень, які змінюються від мінімального до максимального і складають статистичний ряд величин навантажень. Не меншу змінність мають і фізико-механічні характеристики ґрунтів, які визначають розрахункову величину несучої здатності основи та її деформації. Звідси можна зробити висновок, що розрахункові величини несучої здатності й осідань також величини змінні. Для них теж можуть бути одержані впорядковані статистичні ряди з діапазоном коливань характеристик від мінімуму до максимуму.

Норми рекомендують для розрахунку основ за граничними станами користуватися розрахунковими характеристиками властивостей ґрунтів, встановленими методами математичної статистики з допомогою обчислень за формулами (4.13) — (4.18).

Таким чином, згідно з нормами, виконання умов (10.2) і (10.3) буде показником надійності системи «основа — споруда». Однак при цьому неможливо повністю оцінити ступінь надійності системи, тому що при рівності у виразі (10.2) надійність системи визначається одиницею. Не враховується той факт, що при $S_u = 10$ см для однієї споруди $S = 3$ см, а для другої $S = 9,9$ см. В обох випадках має місце співвідношення. Зрозуміло, що при $S = 3$ см система має більш високий рівень надійності. Але критерії надійності (10.3) і (10.2) цього не враховують.

До недоліків цих критеріїв слід також віднести введення при розрахунках ряду постійних коефіцієнтів, що призначаються, виходячи з урахування статистичної змінності фізико-механічних властивостей ґрунтів, зовнішніх навантажень і впливу. Введення коефіцієнтів безпеки по ґрунту γ_g , надійності γ_n , умов роботи γ_c , перевантаження γ_f не дають можливості оцінити вплив змінності їх кількісних значень на остаточний рівень надійності даної системи.

Встановлено, що всі величини, які входять до рівнянь (10.3) і (10.2), змінні, а сукупність їх за весь строк експлуатації споруди може бути охарактеризована статистичним упорядкованим рядом. Заздалегідь передбачити значення цих величин протягом строку експлуатації споруди неможливо, тому вони можуть з повною підставою бути віднесені до типу випадкових, до яких застосовують методи математичної статистики, і описуватись співвідношеннями теорії ймовірності. Прийmemo ймовірність достовірних подій рівною одиниці, а ймовірність неможливих подій — нулю. Ймовірність випадкових подій може коливатись від 0 до 1. Для завдання, що розглядається, основи розраховують за граничними станами — випадковою подією буде настання або ненастання граничного стану. Під надійністю системи «основа — споруда» слід розуміти ймовірність ненастання граничних станів протягом строку експлуатації споруди. Якщо ця ймовірність дорівнює одиниці, то система цілком надійна, якщо ж вона дорівнює нулю, то ненадійна.

Запишемо співвідношення (10.3) і (10.2) в загальному вигляді:

$$Y_3 \leq Y_1, \quad (17.1)$$

де Y_1 — внутрішній фактор системи, під яким розуміють несучу здатність основи або граничну деформацію споруди; Y_2 — зовнішній фактор системи, під яким розуміють розрахункові навантаження, осідання, крени.

Нерівність (17.1) можна подати вигляді

$$Y = Y_1 - Y_2, \quad (17.2)$$

де Y — сукупний фактор, що характеризує систему «основа — споруда»; це випадкова величина через випадковість Y_1 і Y_2 .

У загальному випадку поняття рівня надійності можна виразити так:

$$H = P(Y \geq 0). \quad (17.3)$$

Практичний інтерес викликає критичний випадок при $Y = 0$:

$$H = P(Y = 0), \quad (17.4)$$

де $P(Y = 0)$ — ймовірність того, що величина Y може дорівнювати нулю.

Для визначення рівня надійності за співвідношенням (17.4) необхідно знати закони розподілу випадкових величин Y_1 і Y_2 . Ці закони можна визначити за методами теорії ймовірності, вивчивши попередньо статистичні закони розподілу випадкових величин (факторів, які визначають несучу здатність, деформації тощо). Чим більше факторів експериментально досліджено, тим об'єктивнішою буде оцінка достовірності системи. Якщо, наприклад, встановлено, що фактор Y відповідає нормальному закону розподілу Гаусса, то рівняння (17.3) приймає вигляд

$$H = 1/2 + F(1/V_y), \quad (17.5)$$

де $(1/V_y)$ — функція Лапласа (інтеграл імовірності), який визначають із співвідношення

$$F(1/V_y) = 1/\sqrt{2\pi} \int_0^{1/V_y} e^{-\frac{1}{2}x^2} dx; \quad (17.6)$$

тут V_y — коефіцієнт варіації випадкової величини Y :

$$V_y = \sigma_y/m_y, \quad (17.7)$$

де σ_y — середньоквадратичне відхилення величини Y ; m_y — математичне очікування випадкової величини Y , що відповідає найімовірнішому її значенню. Значення функції $F(1/V_y)$ при відомій величині V_y можна визначити за таблицями; σ_y та m_y при відомих законах розподілу навантажень і характеристик ґрунтів визначають методами теорії ймовірності.

Розроблено (М. М. Єрмолаєв, 1976) підхід до визначення потрібного рівня надійності системи «основа — споруда» і забезпечення її шляхом упродовження коефіцієнтів перевантажень і однорідності згідно з діючими нормами.

17.3. ПРИЧИНИ ЗНИЖЕННЯ І ЗАХОДИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

У попередньому розділі йшлося про визначення рівня надійності системи «основа — споруда» на стадії проектування. Ця величина H_{pz} називається проектною.

Якщо на стадії проектування врахувати реальний характер розвитку всіх явищ, які впливають на рівень надійності, то він буде збережений і в період експлуатації. В цьому випадку рівень експлуатаційної надійності системи «основа — споруда» $H_{ex} = H_{pz}$. Однак насправді рівень експлуатаційної надійності системи виявляється меншим за проектний ($H_{ex} < H_{pz}$).

Нижче розглянемо основні причини зниження проектного рівня надійності системи «основа — фундамент» у процесі і результаті будівництва, а також подальшої експлуатації.

Невідповідність прийнятого в проекті нашарування ґрунтів основ, їх фізико-механічних характеристик реальним умовам може бути внаслідок оцінки цих параметрів за аналогією без проведення досліджень на ділянці будівництва. Інженерно-геологічні умови ділянки можуть змінитися як під час будівництва, так і в експлуатаційний період. Наприклад, підняття рівня ґрунтових вод призводить до замочування просадочних ґрунтів з наступною їх просадкою, до зменшення міцності і збільшення деформаційних характеристик піллуватого-глинястих ґрунтів, до затоплення водою підземних приміщень, до зволоження огорожуючих конструкцій.

Наведені приклади лише ілюструють висловлене положення, але не враховують усіх причин і наслідків невідповідності проектних і реальних інженерно-геологічних умов.

Якщо реальні властивості ґрунтів за міцністю і деформативністю не відповідають проектним вимогам, відбувається зниження рівня надійності системи. Забезпечити надійність системи можна лише обов'язковим проведенням досліджень у потрібному об'ємі в межах плями кожної будівлі і споруди, які проектується, не допускаючи прийняття необхідних даних за анало-

гією. Неприпустимо при цьому обмежуватися лише констатацією показників, одержаних у момент досліджень. Необхідно прогнозувати змінність їх у часі на підставі сучасних досягнень науки і техніки.

Розглянемо невідповідність прийнятої розрахункової схеми роботи системи «основа — споруда» дійсним умовам внаслідок помилок або недостатнього вивчення питання. Нормативними документами, прийнятими і діючими в кінці 60-х і на початку 70-х років, допускалося неповне прорізання просадочних товщ фундаментами з паль, якщо розрахункова сумарна деформація основи не перевищувала допустимої величини. Досвід експлуатації споруд у таких умовах показав, що при неточно оцінених просадочних властивостях основи, наслідком чого є збільшення просідань, знижуються експлуатаційні якості системи «основа — споруда». Тому норми були змінені з метою уточнення розрахункової схеми з вимогою повного прорізання просадочної товщі палями.

Надійність системи «основа — споруда» найчастіше знижується через порушення технології влаштування основ і фундаментів, передбаченої проектом: при влаштуванні і утриманні котлованів під фундаменти: порушення природної структури основ внаслідок неправильного ведення земляних робіт, зниження механічних властивостей ґрунтів у процесі водовідливу за рахунок суфозії, замочування основи атмосферними водами через недостатній захист котлована; потрапляння пухкого ґрунту на дно котлована (характерні для витрамбування котлованів, пробитих і пробурених свердловин), що призводить до додаткових осідань фундаментів за рахунок його ущільнення;

при зведенні монолітних бетонних і залізобетонних фундаментів: зменшення розмірів, зниження класу бетону, недостатнє ущільнення бетону при його укладенні, помилки при армуванні фундаментів, зменшення товщини захисного шару бетону, застосування матеріалів, які не відповідають корозійній активності ґрунту і ґрунтових вод;

при занурюванні або монтажі збірних бетонних і залізобетонних фундаментів, відхилення від прив'язочних осей у плані, що призводить до зміни схеми роботи конструкції і викликає додаткові зусилля; порушення при забиванні фундаментів, що можуть призвести до появи в них тріщин і навіть до руйнування; недотримання умов влаштування вирівнюючого піщаного шару при монтажі фундаментних плит призводить до недостатнього контакту їх поверхні з основою і, як наслідок, до непередбачених проектом перерозподілів напруг у конструкції; недотримання правил перевезення і складування збірних конструкцій, що зумовлює виникнення в них тріщин, які знижують довговічність фундаментів;

при зворотному засипанні пазах фундаментів: неякісна гідроізоляція, що призводить до появи вологи в конструкціях надземної частини споруди, рештки сміття, особливо органічного походження, що збільшує стисливість засипки; недотримання технології ущільнення ґрунту зворотної засипки, що викликає його осідання і, як наслідок, руйнування вимощення, мереж комунікацій, перегородок, підлог і каналів; недостатнє ущільнення зворотної засипки, що сприяє потраплянню води з джерела замочування по периметру фундаментів (це особливо небезпечно для просадочних основ);

при проведенні благоустрою й озеленення ділянки: неякісне виконання вимощення, що призводить до замочування основ атмосферними водами (вимощення повинно перекривати пазухи фундаменту), недотримання проектних схилів поверхні землі, що призводить до скупчення атмосферних вод біля будівлі й замочування основи, посадка зелених насаджень поблизу фундаменту, що призводить до руйнування останнього внаслідок їх життєдіяльності;

порушення умов експлуатації основ і фундаментів: завищення навантажень на несучі конструкції і підлоги (перевищення норм складування матеріалів, використання приміщень для цілей, не передбачених проектом, заміна устаткування тощо); зведення нових споруд поряд з існуючими з порушенням правил, передбачених на цей випадок; проведення динамічного занурення фундаментів нових споруд поблизу тих, що експлуатуються; проведення земляних робіт при реконструкції або влаштуванні і ремонті мереж з руйнуванням вимощень, залишенням незасипаних виробок сприяє замочу-

ванню основ (це особливо небезпечно в регіонах поширення просадочних і набухлих ґрунтів); руйнування зон ущільнення фундаментів, споруджуваних без виїмання ґрунту, що різко знижує їх несучу здатність; збільшення агресивності підземних вод відносно до бетону та інших матеріалів у результаті технологічних особливостей споруди, що призводить до руйнування матеріалу фундаментів і розвитку неприпустимих деформацій усєї споруди.

Усі перелічені порушення можуть істотно впливати на експлуатацію будівель і споруд, визначити граничний стан системи «основа — споруда», тобто істотно знижувати її надійність або навіть зробити зовсім непридатною. Головним при розрахунку надійності системи буде більш повне визначення факторів, які визначають цю характеристику, і детальний аналіз кожного з них.

17.4. ПОРІВНЯЛЬНА ЕФЕКТИВНІСТЬ РІЗНОВИДІВ ФУНДАМЕНТІВ

Основними матеріалами для зведення фундаментів є бетон і залізобетон. Їх можна використовувати при влаштуванні фундаментів на місці будівництва (монолітні конструкції). Якщо ж з них на заводах ЗБВ виготовляють конструкції фундаментів або їх елементи доставляють на будівельну ділянку і там збирають, то це збірні конструкції. Досвід багаторічного використання монолітних і збірних конструкцій для влаштування фундаментів як у нашій країні, так і за її межами показує, що монолітні фундаменти за своїми техніко-економічними показниками мають перевагу над збірними. За даними НДІОснoв, причини цього такі:

витрати на влаштування збірних залізобетонних фундаментів у заводських умовах у 2—3 рази вищі, ніж монолітних, за рахунок додаткових цехових і загальнозаводських витрат, утримання устаткування, енергетичного господарства;

трудомісткість виготовлення збірного залізобетону, особливо на полігонах стеновим способом, вище зведення монолітних фундаментів за рахунок ряду додаткових робочих операцій: навантаження, розвантаження й обслуговування пропарювальних камер, транспортування, складування і відвантаження виробів; при цьому трудомісткість збірного залізобетону підвищується за рахунок праці робітників допоміжних служб заводу;

витрати на транспортування збірних залізобетонних фундаментів вищі, ніж монолітного бетону, опалубки й арматури в 3—5 разів з причин: середня віддаленість заводів збірного залізобетону від будівельних майданчиків у три рази більша, ніж заводів товарного бетону, коефіцієнт використання транспортних засобів при перевезенні збірного залізобетону нижчий, ніж товарного бетону, для перевезення крупногабаритних збірних конструкцій необхідний транспорт, який дорого коштує;

для монтажу збірних залізобетонних конструкцій потрібні потужніші крани, ніж для влаштування монолітних; це призводить до більших витрат на будівельну техніку;

збірні конструкції матеріаломісткіші, ніж монолітні, з причин: підвищеної витрати цементу для збереження відпускної міцності бетону, необхідності в меншій крупності зерен заповнювача бетону, витрати арматури для влаштування монтажних пристосувань, сприймання транспортних і монтажних навантажень, збільшення витрат бетону і сталі за рахунок жорсткої уніфікації розмірів конструкцій та арматурних каркасів;

фундаменти відрізняються масивністю й особливістю розташування в ґрунтовому середовищі так, що для їх виготовлення на місці потрібна менша кількість опалубки і кріплень, ніж для інших конструкцій споруди, тому заміна монолітного залізобетону збірним не дає такого ефекту, як для надземних конструкцій.

Переваги застосування збірних залізобетонних конструкцій (скорочення строків будівництва і ручної праці, поліпшення умов проведення робіт узимку) не можуть компенсувати всіх витрат на їх застосування при зведенні збірних фундаментів замість монолітних. Крім того, підвищення технічного рівня бетонних і залізобетонних робіт за рахунок впровадження нових ефективних технологій дозволяє знизити собівартість монолітних фундаментів, трудомісткість їх виготовлення, ліквідувати ручну працю.

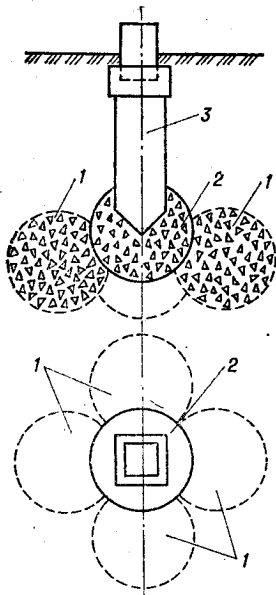


Рис. 17.3. Фундамент у пробитій свердловині з розвинутим розширенням:

- 1 — допоміжні розширення;
2 — центральне розширення;
3 — тіло фундаменту

рахунок розвинутої підшови фундаменту або досягнувши щільного ґрунту, який лежить нижче.

Фундаменти у втрамбованих котлованах і пробитих свердловинах найчастіше є ефективними за рахунок застосування монолітного бетону; високої трудомісткості робіт при механізованій подачі щебеню й укладанні бетону з допомогою автобетонозмішувача; можливості регулювання несучої здатності фундаменту в одних і тих же ґрунтових умовах об'ємом втрабованого жорсткого матеріалу в розширення. Доведена ефективність таких фундаментів при їх влаштуванні у водонасичених пилувато-глинястих ґрунтах, де відсутність зони ущільнення компенсують влаштуванням розвинутого розширення. Розміри розширення можна значно збільшити, якщо влаштувати його шляхом втрабовування щебеню за схемою, наведеною на рис. 17.3.

Однією з важливих проблем конструювання фундаментів є досягнення рівномірності, тобто того, щоб усі їх частини були завантажені близько до граничного стану матеріалу. При конструюванні фундаменту в пробитій свердловині цю проблему можна вирішити, підбираючи діаметр свердловини і розміри розширення з умов їх повного завантаження.

Розглянуті вище положення не можуть повністю висвітлити проблему вибору ефективного фундаменту. Їх треба розглядати як постановні. В кожному конкретному випадку ці питання розглядають при оцінці варіантів проектних вирішень фундаментів.

Дальше підвищення ефективності фундаментобудування можливе шляхом упровадження в практику будівництва нових конструкцій фундаментів і прогресивних технологій їх виготовлення. Тому фундаменти, які виготовляють без виймання ґрунту, в ряді випадків виявляються ефективнішими за фундаменти, які влаштовують з вийманням ґрунту, завдяки значному зменшенню обсягу земляних робіт, зниженню витрат матеріалу за рахунок більш повного використання несучої здатності основи. У зв'язку з тим що ці фундаменти мають розвиток по висоті, можна включити в роботу ґрунт основи, розташований вище їх підшови. Це особливо ефективно, коли переважають вертикальні навантаження.

Фундаменти, які виготовляють з вийманням ґрунту, передають навантаження основи розвинутою підшовкою, яка працює на вигин і для виготовлення якої потрібні бетон та арматура досить високого класу. Тому фундаменти, споруджені без виймання ґрунту, менш матеріаломісткі.

Збірні пірамідальні палі, забивні блоки, клиноподібні і козлові фундаменти, занурювані на порівняно невелику глибину, ефективніші, ніж забивні призматичні палі, лише у випадках, коли щільний ґрунт знаходиться на глибині більше 6 м від поверхні дна котлована, а шари ґрунтів, що лежать вище, здатні ущільнюватись при короткочасних навантаженнях. Занурювання таких фундаментів у водонасичені глинисті ґрунти найчастіше неефективне, тому що, при цьому не формується зона ущільненого ґрунту і значні навантаження на основи можна передати лише за

17.5. ЕКОНОМІЯ ЕНЕРГОРЕСУРСІВ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ФУНДАМЕНТІВ

Економія паливно-енергетичних ресурсів повинна бути передбачена на всіх основних етапах розробки, виготовлення і монтажу фундаментів. На стадії проектування конструкцій фундаментів і розробки технологій їх виготовлення слід визначити потенціальні енергетичні витрати на виробництво сировинних матеріалів, виготовлення залізобетонних виробів і деталей, їх транспортування тощо. При будівництві фундаментів енергію витрачають на їх монтаж або влаштування. За наявними даними, витрати енергетичних ресурсів на виготовлення будівельних матеріалів становлять 80—90 % сумарних витрат у будівництві; з них на долю бетону і залізобетону припадає 45—52 %. При цьому доля бетону і залізобетону при влаштуванні фундаментів значно вища, ніж цифри, наведені для будівель.

У бетоні найбільш енергоємним є цемент, а тому від правильного застосування цементу і раціонального його витрачання найчастіше залежать енерговитрати на виробництво залізобетонних конструкцій. Дослідження показали, що сумарні витрати енергії різко збільшуються при підвищенні класу бетону, оскільки при цьому збільшуються витрати цементу. Незалежно від класу бетону мінімальними енергетичними витратами характеризується бетон на шлакопортландцементі. Економії цементу можна досягти, раціонально підбираючи його марки для виготовлення бетону і застосування пластифікаторів.

Енерговитрати виробництва фундаментів із збірних і монолітного бетону і залізобетону залежать від типу вибраного цементу, його витрати і рухомості суміші, способу виготовлення бетону, умов формування і режиму теплової обробки виробів, а також операцій, незалежних від характеристик цементу (арматурні роботи, підготовчі операції і т. ін.). Узагальнені відомості про енергоємність збірних залізобетонів наведено в табл. 17.1.

Таблиця 17.1. Питома енергоємність збірних залізобетонних виробів із бетонів різних марок, виготовлених на портландцементі за звичайною технологією і з добавкою суперпластифікатора С-3

Клас бетону	Витрата енергоресурсів на 1 м ³ бетону виробів (умовного палива), кг, виготовленого		Витрати енергоресурсів на 1 кг арматури і закладних деталей виробів (умовного палива), кг
	за звичайною технологією	з добавкою С-3	
B25	152,8	146	1,04
B27,5	171	153	1,04
B30	179,5	159	1,04
B40	211,5	185	1,04
B45	239,5	211	1,04

Енергетичні витрати на одиницю виміру конструкцій і матеріалів, застосовуваних у фундаментобудуванні, можуть бути виражені питомою енергоємністю, що враховує повну витрату всіх видів енергії на виготовлення конструкцій, використовуваних на будівельній ділянці: бетон, розчин та інші матеріали, включаючи енерговитрати на догляд за бетоном узимку. Цей показник може бути успішно використаний при оцінці і виборі конструктивного рішення фундаментів будівель і споруд. У табл. 17.2 наведено питомі витрати енергоресурсів, необхідних для збірних залізобетонних конструкцій і монолітного бетону.

При проведенні бетонних робіт узимку необхідні додаткові енергомісткі операції: підігрівання замерзлих заповнювачів і води при виготовленні бетонної суміші; підігрівання виробів і стикуючих елементів; попереднє розігрівання бетонної суміші; тепла обробка бетону до набуття ним заданої міцності. При цьому визначення енергопотреб кожного способу лише за ви-

Таблиця 17.2. Питомі витрати енергетичних ресурсів для виготовлення 1 м³ важкого бетону збірних і монолітних конструкцій з використанням портландцементу з мінеральними добавками марки 500

Клас бетону	Витрати енергоресурсів (умовного палива), кг	
	Збірний бетон	Монолітний бетон
B7,5	132,8	89
B15	145,8	102
B25	152,8	118
B30	179,5	143
B40	211,5	175
B45	239,5	—

тратами енергоресурсів на будівельній ділянці виявляється неповним. Необхідно враховувати енерговитрати на виробництво матеріалів, додатково застосовуваних під час зимового бетонування. До них належать добавки, які підвищують морозостійкість бетону, сталь для стержневих електродів опалубки (сюди включаються і підтримуючі конструкції); теплоізоляційний матеріал для металевої опалубки і т. ін. У табл. 17.3 наведено дані про енерговитрати на додаткові матеріали, а також сумарні витрати енергоресурсів на 1 м³ монолітного бетону.

Таблиця 17.3. Витрати на додаткові матеріали і їх вплив на енергоємність монолітного бетону при бетонуванні взимку

Спосіб зимового бетонування	Витрати енергоресурсів (умовного палива), кг на 1 м ³ бетону		
	на будівництві	у промисловості на виробництво додаткових матеріалів	сумарні
Застосування протиморозних добавок «Термосний»	1,9	23	24,9
Попереднє розігрівання бетонної суміші	4	9	13
Електропрогрівання бетону	14,3	9	23,3
Обігрівання бетону в грійоцій опалубці	19,9	15,5	35,4
Індукційне нагрівання бетону	19,9	9,1	29
Інфрачервоне обігрівання бетону	23,8	9	32,9
Інфрачервоне обігрівання бетону	31,4	9	40,4

У табл. 17.2 не враховані енергоресурси на доставку і монтаж (закладання) збірних залізобетонних виробів для влаштування фундаментів. Це виконано для прикладу в табл. 17.4.

При влаштуванні фундаментів у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах використовують такі матеріали і напівфабрикати: арматурну сталь, бетон, щебінь. Середнє значення енергетичних витрат на виробництво 1 м³ щебеню — 3 кг умовного палива. В табл. 17.5 наведено приклад підрахунку питомих витрат енергоресурсів на влаштування конкретного фундаменту в пробитій свердловині.

Враховуючи наведені дані, питомі витрати на влаштування фундаментів із палів E_p рекомендується визначати за формулою

$$E_p = E_{cc}V_{cc} + E_mV_m + E_{psc}V_{cc} + E_cV_{cf} + E_{pc}V_{cf} + E_wV_w, \quad (17.8)$$

де E_{cc} , E_c , E_m , E_{psc} , E_{pc} , E_w — питомі витрати енергоресурсів відповідно на виготовлення збірного бетону, монолітного бетону, арматури, на прове-

Таблиця 17.4. Питомі витрати енергоресурсів на доставку і забивання 1 м³ залізобетонних призматичних паль

Будівельний процес	Витрати енергоресурсів на виконання процесів	
	МДж	кілограм умовного палива
Навантаження паль краном на заводі	30,6	1
Транспортування на 15 км	131,3	4,5
Розвантаження краном на будівництві	30,6	1
Занурювання паль дизель-молотом	144,4	4,9
Разом	336,9	11,4

Таблиця 17.5. Питомі витрати енергоресурсів на влаштування одного фундаменту в пробитій свердловині (1 м³ бетону +2 м³ щебеню +10 кг арматури)

Будівельний процес	Витрати енергоресурсів на виконання будівельних процесів	
	МДж	кілограм умовного палива
Транспортування арматури на 15 км	1	0,03
Транспортування 2 м ³ щебеню на 15 км	210	7,1
Транспортування 1 м ³ бетону на 15 км	265,6	9,1
Пробивання свердловини	363,6	12,4
Втрамбування щебеню	727,2	24,8
Укладання бетону з вібруванням	27,5	0,9
Разом	1594,9	54,33

дення робіт по транспортуванню й забивці збірного залізобетону, монолітного залізобетону, додаткові витрати при бетонуванні взимку; V_{cc} , V_{cf} , V_m , V_w — обсяги відповідно збірного бетону, монолітного бетону, арматури і закладних елементів, монолітного бетону при бетонуванні взимку.

При влаштуванні фундаментів у пробитих свердловинах питомі витрати енергоресурсів

$$E_{mh} = E_c V_c + E_{rm} V_{rm} + E_m V_m + E_{pr} n + E_{pc} V_{cf} + E_w V_w, \quad (17.9)$$

де E_{rm} і V_{rm} — питомі витрати енергоресурсів на виготовлення щебеню і його об'єм; E_{pr} — питомі витрати енергоресурсів на влаштування одного фундаменту в пробитій свердловині; V_c — загальний об'єм монолітного бетону, який включає V_{cf} , V_w — об'єми бетону, який вкладають у пробиті свердловини; n — кількість фундаментів у пробитих свердловинах.

Використовуючи формули (17.8) і (17.9), а також дані, наведені в табл. 17.1—17.5, можна підрахувати витрати енергії на влаштування різних фундаментів без виймання ґрунту, і порівняти їх енергоємність.

17.6. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО ПРИРОДНОГО СЕРЕДОВИЩА У ФУНДАМЕНТОБУДУВАННІ

Охорона навколишнього природного середовища — це система державних, міжнародних і громадських заходів щодо раціонального використання, охорони і поновлення природних ресурсів, захисту навколишнього природного середовища від забруднення і руйнування для створення найбільш сприятливих умов проживання нинішнього та майбутніх поколінь. Це система заходів,

спрямованих на підтримання такої взаємодії між людиною і навколишнім природним середовищем, яка забезпечує збереження, поновлення і раціональне використання природних ресурсів і попереджає шкідливі впливи виробничої діяльності людини на природу, в тому числі і на здоров'я самої людини. Будь-яке будівництво так чи інакше пов'язане з втручанням у навколишнє природне середовище, і якщо не оцінювати наслідки цього втручання, можливі небажані результати.

Життя на Землі проходить у біосфері, вона є системою взаємодії живої і неживої природи. Ця взаємодія змінює елементи біосфери, визначає її еволюцію. Усі елементи біосфери перебувають у динамічній рівновазі. Специфіка будівельного виробництва полягає в тому, що його діяльність проходить на поверхні землі і в земній корі. В результаті цієї діяльності проявляються такі негативні фактори: знищення родючих та інших земель внаслідок забудови. В процесі і внаслідок будівництва проявляються інженерно-геологічні явища: підтоплення, збезводнення, засолення земель, ерозія, абразія, зсуви, розроблення територій тощо, які призводять до екологічних порушень на суші; міста, промислові підприємства, водосховища змінюють клімат, підвищують рівень підземних вод, забруднюють біосферу.

Виробництво будівельних матеріалів пов'язане з великою кількістю відходів, забруднюють навколишнє природним середовище. Будівельні машини, парк яких усе більше розвивається, пересуваючись по поверхні землі, порушують природну структуру (згадаймо непоправні порушення поверхневого шару тундри при пересуванні будівельної техніки), вихлопні гази та інші відходи забруднюють атмосферу, відходи при митті машин забруднюють насамперед водоймища.

Згідно з загальними уявленнями, потрібно охороняти від забруднення, руйнування і виснаження земельні ресурси, атмосферу, водні запаси, і насамперед прісну воду, рослинний і тваринний світ. Для цього при влаштуванні основ і фундаментів необхідно вживати охоронних заходів.

Охорона земельних ресурсів. Будівництво слід проводити на невіддях, під якими розуміють землі не придатні для використання в сільському господарстві. Це насамперед засолені і заболочені землі, площі, на яких з тих чи інших причин немає родючого шару (вітрова або водна ерозія і т. ін.). Будівництво на таких землях пов'язане з попередньою інженерною підготовкою (рекультивацією, намиванням, осушенням тощо). Звичайно складна інженерно-геологічна будова зумовлює значні витрати при влаштуванні основ і фундаментів. Отже, це область застосування творчої інженерної думки щодо зниження витрат при проведенні цих робіт.

У початковій стадії будівництва необхідно зняти родючий шар з поверхні землі в межах розміщення будівель і споруд, шляхів, різного виду покриттів. Слід ураховувати, що при довготривалому схороненні в буртах родючий шар втрачає свої якості за рахунок мінералізації органіки. Тому знятий шар ґрунту треба якомога скоріше використати за призначенням.

Необхідно домагатися всебічного зменшення об'єму земляних робіт, оскільки вилучену землю необхідно складувати, займаючи корисну площу. Робота землерийних і транспортних машин під час проведення земляних робіт порушує всі елементи біосфери. З цієї точки зору доцільніше застосування фундаментів, що споруджуються без виїмання ґрунту, а також буронабивних фундаментів і паль, фундаментів, виготовлених за методом «стіна у ґрунті», штучних основ, які влаштовують методом хімічного закріплення.

Великі площі корисних земель зайняті різними звалищами і відвалами промисловості. Всебічне використання цих відходів при влаштуванні основ і фундаментів дає відповідний внесок у охорону земельних ресурсів. Так, розкриті породи, шлаки, очищене від органіки будівельне сміття, скляний бій можна широко використовувати при влаштуванні підготовок і подушок, втрамбовувати в розширення фундаментів у пробитих свердловинах і витрамбовувати котлованах, а також як заповнювачі бетонів і асфальтів.

При будівництві на раніше забудованих територіях, особливо з розвиненим підземним господарством у минулому, а також на звалищах із значними включеннями виникає потреба вивезти насипний ґрунт. Цього можна уникнути, влаштовуючи фундаменти в пробитих свердловинах, з допомогою

яких такі насипні ґрунти проходять без їх вилучення, а розширення влаштувають у ґрунті природного складу на необхідній глибині.

При проведенні земляних робіт для влаштування основ і фундаментів слід вживати всіх заходів, які перешкоджають розвитку водної і вітрової ерозії, абразії й утворенню зсувів. Для цього необхідно всіляко прагнути до збереження рослинного покриву землі, контролювати скидання атмосферних стоків, проводити навіть тимчасові закріплення схилів і укосів.

Раціональне використання матеріалів при влаштуванні основ і фундаментів дозволяє скоротити витрати цементу, зменшити кількість будівельного сміття, яке вивозять на звалище. Розпорощення цементу по поверхні землі призводить до повного знищення живої природи (згадаймо ландшафти біля цементних і бетонних заводів). Це відбувається при транспортуванні, вантажно-розвантажувальних роботах, збереженні.

Охорона водних ресурсів. Водні ресурси необхідно охороняти від виснаження й забруднення. Запаси прісної води обмежені. Вже зараз багато регіонів країни відчувають у ній нестачу. У фундаментобудуванні воду використовують для виготовлення розчину і бетону (200—300 л на 1 м³), зволоження поверхні твердіючого бетону, на пропарювання бетону (на 1 м³ бетону витрачають близько 800 кг пари) тощо.

У складних інженерно-геологічних умовах будівництва необхідне укріплення ґрунтів, на що витрачається багато води: дозволоження ґрунту при механічному укріпленні, силікатизації, електрохімічному закріпленні, ущільнення ґрунтів просадочних ґрунтів замішуванням з вибухами.

При проведенні земляних робіт методом гідромеханізації для виїмання 1 м³ ґрунту витрачають 10 м³ води. При експлуатації будівельних машин і механізмів вживають воду для охолодження двигунів та інших елементів. Багато води витрачають на миття техніки. Для раціонального використання води на будівельній ділянці необхідно поділити її на господарську, питну і технічну. Технічну слід переводити на зворотне водопостачання, використовуючи для цього воду інших виробництв і навіть морську воду, якщо це припустимо за встановленою технологією проведення робіт.

У процесі миття техніки відбувається забруднення води паливом і мастилом, при силікатизації ґрунтів та інших роботах у воду потрапляють шкідливі домішки, утворюючи так звані стічні води. 1 м³ цих вод, потрапляючи у водойму, забруднює до 60 м³ чистої води. Все це свідчить про те, що на будовах необхідно влаштувати тимчасові очисні споруди.

Охорона атмосфери. Охорона атмосфери при влаштуванні основ і фундаментів проводиться в різних напрямках. Виготовлення мастик і асфальту для гідроізоляції фундаментів, відігрівання мерзлого ґрунту нерідко проводять з допомогою відкритого вогню, який одержують при спалюванні нафтопродуктів, старих балонів автомобілів, деревини тощо. Згоряння відбувається без очистки; при цьому дуже забруднюється атмосфера. Необхідно застосовувати спеціальне екологічно чисте нагрівальне обладнання, використовуючи для цього електрику, природний газ і забезпечувати його відповідними фільтрами.

При роботі землерийних і транспортних машин в атмосферу викидається велика кількість вихлопних газів. Шкідливих викидів більше при використанні старої і невідрегульованої техніки. Необхідно пильно стежити за технічним станом машин, вживати пальне високої якості, використовувати електричні двигуни на кранах, екскаваторах та інших машинах, газобалонне паливо.

Забруднюють атмосферу цемент, ізоляційні матеріали. На тимчасових шляхах і в котлованах у суху пору року в повітрі висить пил; цього можна уникнути, підтримуючи необхідний режим вологості покриттів.

Шум, особливо в густонаселених районах, призводить до дискомфорту роботи і проживання людей, спричинює складні психологічні наслідки. А тому необхідно домагатися зниження шуму при будівництві. При занурюванні пиль слід ширше використовувати електроприводи в будівельних машинах, віброзаглиблювачі і вдвлюючі агрегати замість мэлотів. Механічні розпушувачі мерзлого ґрунту слід замінити відігріванням.

Слід зазначити, що проблема охорони навколишнього природного середовища загальнонародна і інтернаціональна. Запорукою її успішного вирішення є комплексний підхід до всіх видів інженерної діяльності людини.

Контрольні запитання та завдання для самостійної роботи

1. Дайте характеристики гнучкої і жорсткої конструктивних схем будівель і споруд.
2. Як взаємодіють з основою споруди з гнучкою і жорсткою конструктивними схемами?
3. Розкрийте фізичний зміст явища перерозподілу напруг у ґрунті під підовною фундаменту кінцевої жорсткості.
4. Як можна знизити чутливість споруди до нерівномірних деформацій основ?
5. Дайте конструктивну характеристику шва осідання будівлі. За яких умов визначають його параметри?
6. Для яких цілей влаштовують в стінах будівлі залізобетонні пояси? Як визначають їх параметри?
7. Як забезпечують надійність системи «основа — споруда»?
8. Проілюструйте на нерівності $S < S_u$ поняття про рівень надійності системи.
9. За рахунок яких факторів експлуатаційний рівень надійності системи «основа — споруда» стає нижчим за проектний?
10. Укажіть причини невідповідності прийнятих у проєкті інженерно-геологічних умов реальним.
11. Укажіть причини невідповідності прийнятої розрахункової схеми роботи системи «основа — фундамент» дійсним умовам.
12. Навіть можливі технологічні порушення при влаштуванні основ і фундаментів, які знижують рівень надійності системи.
13. Назвіть можливі порушення правил експлуатації основ і фундаментів, що знижують рівень надійності системи.
14. Дайте порівнювальну характеристику ефективності застосування для влаштування фундаментів монолітного і збірного бетону.
15. Дайте порівнювальну характеристику матеріаломісткості фундаментів, споруджуваних у відкритих котлованах і без виїмання ґрунту.
16. Охарактеризуйте поняття «рівноміцності» матеріалу фундаменту. Як його досягти?
17. Дайте порівнювальну характеристику енергоємності застосування монолітних і збірних фундаментів.
18. Як підрахувати енерговитрати на влаштування конкретного фундаменту?
19. Що слід розуміти під охороною навколишнього природного середовища?
20. Перелічіть негативні явища, які проявляються в природі в процесі і в результаті будівництва.
21. Назвіть основні заходи щодо охорони земельних ресурсів при влаштуванні основ і фундаментів.
22. Назвіть основні заходи щодо охорони водних ресурсів при влаштуванні основ і фундаментів.
23. Назвіть основні заходи щодо охорони атмосфери при влаштуванні основ і фундаментів.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

- Абелев М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах.— М.: Стройиздат, 1983.— 248 с.
- Бакенов Б. Б., Бойко Н. В., Джумашев У. Р. Основания и фундаменты на засоленных грунтах.— М.: Стройиздат, 1983.— 136 с.
- Белый Л. Д. Инженерная геология.— М.: Высш. шк., 1985.— 231 с.
- Гетов Л. В., Сычева А. В. Охрана природы.— Минск: Вышэйш. шк., 1986.— 238 с.
- Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты.— М.; Л.: Стройиздат, 1988.— 415 с.
- Ермолаев Н. Н., Михеев В. В. Надежность оснований сооружений.— М.; Л.: Стройиздат, 1976.— 151 с.
- Зоценко Н. Л., Яковлев А. В. Примеры расчета оснований и фундаментов сельских зданий и сооружений.— К.: Будівельник, 1986.— 104 с.
- Коновалов П. А. Устройство фундаментов на заторфованных грунтах.— М.: Стройиздат, 1980.— 160 с.
- Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструированных зданий и сооружений.— М.: Стройиздат, 1988.— 287 с.
- Краев В. Ф. Инженерно-геологическая характеристика пород лессовой формации Украины.— К.: Наук. думка, 1971.— 226 с.
- Крутов В. И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах.— М.: Стройиздат, 1988.— 224 с.
- Крутов В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах.— К.: Будівельник, 1982.— 224 с.
- Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании.— Саратов: Изд-во Саратов. ун-та.— Саратов, 1986.— 223 с.
- Мартемьянов А. И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах.— М.: Стройиздат, 1988.— 255 с.
- Опыт возведения сооружений методом «стена в грунте» / А. Л. Филахтов, Г. К. Лубенец, Н. В. Писанко, М. Г. Янкулин.— К.: Будівельник, 1981.— 236 с.
- Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова.— М.: Стройиздат, 1985.— 480 с.
- Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / Н. С. Метелюк, Ю. Л. Вучийский, М. А. Коваленко, Т. Г. Горновесова.— М.: Стройиздат, 1986.— 415 с.
- ✓ Проектирование и устройство фундаментов на намывных песчаных грунтах / С. А. Слюсаренко, Г. П. Степаненко, М. А. Глотова и др.— К.: Будівельник, 1990.— 129 с.
- Проектирование и защита производственных зданий в особых условиях.— К.: Будівельник, 1984.— 176 с.
- Ржаницын В. А. Химическое закрепление грунтов в строительстве.— М.: Стройиздат, 1986.
- Рекомендации по комплексным мерам защиты зданий и сооружений на оползнеопасных склонах / НИИСК Госстроя СССР.— К., 1989.— 295 с.
- Сотников С. Н., Симагин В. Г., Вершинин В. П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений.— М.: Стройиздат, 1986.— 96 с.
- Тетюр А. Н., Феклин В. И., Сургучев В. Г. Проектирование фундаментов: Справ.— К.: Будівельник, 1981.— 208 с.
- Цытович Н. А. Механика грунтов: Краткий курс.— М.: Высш. шк., 1983.— 288 с.
- Швец В. Б., Лушников В. В., Швец Н. С. Определение строительных свойств грунтов: Справ. пособие.— К.: Будівельник, 1981.— 94 с.
- СНиП 1.02.07-87. Инженерные изыскания для строительства.
- СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
- СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений.
- СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты.

ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

Абразія 41
Агресивність ґрунтової води 320
Алювий 34
Армування ґрунту 344, 372

Бальність землетрусу 31
Банкетка ножа 251
Бігумізація 243, 306
Вага пітома 82
Верховодка 59
Вивірювання 18
Витрамбовування котлованів 275
— свердловин 275
Вібування ґрунту 264
Вода атмосферна 55
— ґрунтова 59
Вологість 81

Геохронологія 22
Гідроізоляція 241
Гідромеханізація 252
Глибина закладання 209
Гольофільтр 252
Ґрунт вічномерзлий 364
— загорфований 350
— лесовий 335
— намівний 371
— насипний 369
— піщаний 85
— просадочний 333, 335
— пилувато-глинястий 229, 361
— слабкий 347

Делювий 33
Деформація ґрунту 88
Дислокація гірських порід 26, 27
Діагенез 44
Довжина фундаменту 237
Дрена вертикальна 310, 349

Екзогенні процеси 24
Елювий 32
Ендогенні процеси 24
Еолові відклади 40, 335
Епіцентр землетрусу 29

Желонка 105

Закріплення ґрунту 324
Заміна ґрунту 349
Засипка зворотня 347
Засолення ґрунту 355
Землетрус 28

Карст 50
Кесон 254
Коефіцієнт демпфрування 315
— надійності відносно ґрунту 845
— пористості 81
— постелі 238
— Пуансона 140
— стисливості 91
— умови роботи 236
— фільтрації 64
Компресійна крива 90
Крен фундаменту 311
Кут внутрішнього тертя 93

Лес 41
Льодистість 365
Матеріалоємність фундаменту 226
Межа розкочування 79
— текучості 79

Метаморфічні породи 11
Метод вертикально пересувної труби 246
— еквівалентного шару 140
— куткових точок 127
Міграція вологи 361
Мінерал 13

Набрякання 137, 353
Навантаження границі 178
Напруження від власної ваги 129
— дотичне 121
— нормальне 121

Опора глибока 250
Осадкові породи 11
Осідання 137

Пливун 45
Подушка ґрунтова 263, 344
— піщана 349
Показник текучості 81
Просідання 335
Просадочність 337
Принципи будівництва на вічномерзломому ґрунті 366

Реологія 150
Рівень ґрунтової води 60
Рівновага гранична 180
Розподілення напружень під підшовою фундаментом 132
Розрахунок позацентрово завантаженого фундаменту 234
— пружного фундаменту 237
— центрально завантаженого фундаменту 231

Самоущільнення насипу 370
Сапропель 348
Сейсмічність ділянки 376
Смолізація 305
Соліфлюкція 366
Стисливість ґрунту 89
Структура ґрунту 77
Суфозія 47
Схил 52

Текстура ґрунту 77
Тектонічні рухи 25
Тертя негативне 345
Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів 334, 342
Тиск 132
— контактний 135
— природний 140
Тіксотропія 253, 347
Торф 350
Трамбування 274

Уступ фундаменту 229
Ущільнення ґрунту 344

Форшпахта 252
Фундамент гнучкий 237
— збірний 226
— з кутковими вирізами 226
— монолітний 229
— на ґрунті, схильному до набрякання 353
— окремий 227
— пальовий 265
— перехресний 226
— позацентрово завантажений 234
— складений 227
— «стіна» в ґрунті 257
— стрічковий 226
— тонкостінний 228
— центрально завантажений 231
Цементация 305, 326
Четвертинні відклади 44
Число пластичності 79
Шурфування 103
Щільність ґрунту 81
— сухого ґрунту 81
— частинок ґрунту 80

<i>Передмова</i>	3
<i>Вступ</i>	5
ЧАСТИНА ПЕРША. ОСНОВИ ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ	
1. Основні відомості про землю, мінерали і гірські породи	8
1.1. Земля у світовому просторі, її походження і будова	8
1.2. Мінерали, їх класифікація і фізичні властивості	13
1.3. Гірські породи, їх походження та відмітні ознаки	15
1.4. Вік гірських порід і шкала геологічного часу	21
2. Геологічні та інженерно-геологічні процеси	24
2.1. Загальні поняття про геологічні та інженерно-геологічні процеси	24
2.2. Рухи земної кори та дислокації	25
2.3. Магматизм і вулкани	28
2.4. Землетруси	28
2.5. Вивітрювання і елювіальні відклади	32
2.6. Геологічна робота поверхневих текучих вод і утворення делювіальних, алювіальних і пролювіальних відкладів	33
2.7. Геологічна робота льодовиків і льодовикові відклади	37
2.8. Геологічна робота вітру і еолові відклади	40
2.9. Геологічна робота моря і морські відклади	41
2.10. Відклади озер і боліт	43
2.11. Четвертинні та корінні відклади	44
2.12. Пливуни та особливості зведення на них будівель і споруд	45
2.13. Суфозія	47
2.14. Карст	50
2.15. Зсуви	52
3. Основи гідрогеології	55
3.1. Підземні води, їх зв'язок з поверхневими і атмосферними водами	55
3.2. Класифікація підземних вод	58
3.3. Рух води в гірських породах і їхня водопроникність	63
3.4. Приплив води до водозабірних споруд	67
3.5. Проведення дослідних відкачувань води	70
3.6. Взаємодія свердловин (колодязів) і організація водозниження	71
3.7. Фізичні властивості, хімічний і бактеріальний склад підземних вод і їхня агресивність	73
4. Фізичні властивості ґрунтів	75
4.1. Властивості ґрунтів. Структура і текстура	75
4.2. Фізичні властивості ґрунтів	78
4.3. Класифікація ґрунтів	83
5. Механічні властивості ґрунтів	87
5.1. Загальна характеристика законів механіки ґрунтів	87
5.2. Поняття про стисливість ґрунтів, визначення характеристик стисливості	89

5.3. Поняття про опір ґрунтів зрушенню. Тертя і зчеплення в ґрунтах	91
5.4. Закон Кулона. Граничний опір зрушенню піщаних та зв'язних ґрунтів	92
5.5. Визначення характеристик міцності ґрунтів	94
6. Інженерно-геологічні дослідження	101
6.1. Призначення інженерно-геологічних досліджень	101
6.2. Проходження розвідувальних виробок і відбір з них зразків ґрунтів	103
6.3. Випробування ґрунтів статичними навантаженнями	107
6.4. Зондування ґрунтів	109
6.5. Проведення інженерно-геологічних досліджень	114
6.6. Інженерно-геологічна експертиза	116

ЧАСТИНА ДРУГА. МЕХАНІКА ҐРУНТІВ

7. Застосування теорії лінійного деформування для розв'язування задач механіки ґрунтів	118
7.1. Загальні уявлення про ґрунт і розвиток механіки ґрунтів	118
7.2. Основні положення теорії розподілу напруг у ґрунтах	120
7.3. Визначення напруг у масиві ґрунту при дії зовнішніх навантажень	122
7.4. Розподіл напруг від власної ваги ґрунту	129
7.5. Вплив неоднорідності і анізотропії на розподіл напруг в основах	130
7.6. Розподіл напруг по підшві фундаментів	132
7.7. Методи вимірювання напруг у ґрунтах	135
7.8. Види деформацій ґрунтів і причини, які їх зумовлюють	136
7.9. Визначення осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні (основна задача)	137
7.10. Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування	138
7.11. Розрахунок осідання методом еквівалентного шару ґрунту і наближеним методом	140
7.12. Розрахунок осідання методом лінійно деформівного шару	142
7.13. Урахування впливу завантаження сусідніх фундаментів	143
7.14. Теорія фільтраційної консолідації ґрунтів. Диференціальне рівняння одновимірної задачі теорії фільтраційної консолідації	144
8. Реологічні основи механіки ґрунтів та застосування положень нелінійної механіки	150
8.1. Загальні уявлення про реологічні процеси	150
8.2. Поняття про повзучість ґрунтів	152
8.3. Релаксація напруг і тривала міцність ґрунтів	155
8.4. Закономірності теорії повзучості	157
8.5. Метод реологічних моделей	159
8.6. Теорія спадкової повзучості Больдмана — Вольтерри	163
8.7. Визначення вторинної консолідації ґрунтів	166
8.8. Загальні питання нелінійної механіки ґрунтів	168
8.9. Повзучість ґрунтів при зсуві	171
8.10. Нелінійні спадкові теорії повзучості	173
8.11. Приблизне врахування нелінійного зв'язку між напругами і деформаціями при розрахунку осідання	174
9. Теорія граничного напруженого стану ґрунтів і її застосування	178
9.1. Поняття про граничні стани, фази напруженого стану ґрунтів	178
9.2. Рівняння граничної рівноваги для сипучих та зв'язних ґрунтів	180
9.3. Визначення першого критичного тиску на ґрунт	183
9.4. Визначення другого критичного тиску на ґрунт	186
9.5. Вплив різноманітних факторів на характер руйнування основ і граничний тиск	188
9.6. Стійкість укосу ґрунту	191
9.7. Визначення тиску ґрунтів на огорожі	196

ЧАСТИНА ТРЕТЯ. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ	801
10. Принципи проектування основ і фундаментів	201
10.1. Загальна класифікація фундаментів і штучних основ	201
10.2. Принципи проектування основ і фундаментів за граничними станами	206
10.3. Взаємодія фундаментів і штучних основ з ґрунтом, що їх оточує	210
10.4. Дані, необхідні для проектування основ і фундаментів	215
10.5. Завдання варіантності при проектуванні основ і фундаментів	217
10.6. Вибір глибини закладення фундаментів	222
11. Фундаменти та штучні основи, які виготовляються з виїманням ґрунту	225
11.1. Фундаменти, які виготовляються у відкритих виїмках з дальшим засипанням ґрунтом	225
11.2. Особливості розрахунку фундаментів від спільної дії вертикального і горизонтального навантажень	231
11.3. Поняття про проектування гнучких фундаментів	237
11.4. Захист підземних конструкцій будівель і споруд від впливу вологи	239
11.5. Фундаменти, які виготовляються з використанням буріння	244
11.6. Опускні колодязі і кесони	250
11.7. Фундаменти типу «стіна в ґрунті»	256
11.8. Піщани і ґрунтові подушки	261
12. Фундаменти і штучні основи, які виготовляються без виїмання ґрунту	265
12.1. Різновиди збірних фундаментів і механізми, які використовуються для їх занурення в ґрунт	265
12.2. Фундаменти, які виготовляються в попередньо влаштованих порожнинах, і механізми, що використовуються при цьому	273
12.3. Визначення несучої здатності палі і фундаментів, які виготовляються без виїмання ґрунту	282
12.4. Проектування фундаментів, які виготовляються без виїмання ґрунту	288
12.5. Різновиди штучних основ, створюваних без виїмання ґрунту	295
13. Штучні основи, які створюються з допомогою фізико-хімічних процесів	303
13.1. Поліпшення ґрунту нагнітанням в'язучої речовини	303
13.2. Термічна обробка ґрунту	306
13.3. Електрохімічне закріплення ґрунту	307
13.4. Проморожування ґрунту	308
13.5. Збезводнювання ґрунту	309
14. Фундаменти під машини з динамічним навантаженням	310
14.1. Класифікація машин з динамічним навантаженням	310
14.2. Особливості проектування фундаментів під машини	311
15. Закріплення основ і посилення фундаментів	320
15.1. Причини необхідності закріплення основ і посилення фундаментів	320
15.2. Обстеження основ і фундаментів існуючих будівель	321
15.3. Особливості визначення розрахункового опору ґрунту основи існуючого фундаменту	323
15.4. Методи закріплення основи і посилення фундаментів	324
16. Фундаменти будівель в особливих ґрунтових умовах	333
16.1. Загальні положення	333
16.2. Фундаменти на лесових просадочних ґрунтах	335
16.3. Фундаменти на слабких ґрунтах	347
16.4. Фундаменти на заторфованих ґрунтах і торфах	350

16.5. Фундаменти на грунтах, схильних до набрякання	353
16.6. Фундаменти на засолених грунтах	355
16.7. Фундаменти в карстових районах	358
16.8. Фундаменти в умовах сезонної і вічної мерзлоти	361
16.9. Фундаменти на насипних і наливних грунтах	369
16.10. Влаштування основ і фундаментів на ділянках, під якими є підземні виробки	373
16.11. Фундаменти в сейсмічних районах	376
16.12. Фундаменти на зсувних територіях	382
16.13. Основи і фундаменти в умовах підтоплення територій	384
17. Основи надійності і економічності фундаментобудування	388
17.1. Деякі аспекти роботи системи «основа — фундамент — споруда»	388
17.2. Надійність основ і фундаментів при проектуванні їх за граничними станами	391
17.3. Причини зниження і заходи забезпечення надійності основ і фундаментів	393
17.4. Порівняльна ефективність різновидів фундаментів	395
17.5. Економія енергоресурсів при влаштуванні фундаментів	397
17.6. Охорона навколишнього природного середовища у фундаментобудуванні	399
Список рекомендованої літератури	403
Предметний покажчик	404

Навчальне видання

*Зоценко Микола Леонідович,
Коваленко Володимир Ілліч,
Хілобок Віталій Гаврилович,
Яковлев Аркадій Вікторович*

**ІНЖЕНЕРНА ГЕОЛОГІЯ.
МЕХАНІКА ГРУНТІВ,
ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ**

Оправа художника *О. І. Думанської*
Художній редактор *Л. Г. Волконська*
Технічний редактор *А. І. Омоховська*
Коректор *М. Г. Прус*

Здано до набору 28.06.91. Підписано до друку 11.06.92. Формат 60×90^{1/16}. Папір друк. № 2. Гарнітура літературна. Високий друк. Умовн. друк. арк. 25,5. Умов. фарбовідб. 25,75. Обл.-вид. арк. 25,42. Вид. № 9084. Зам. № 2—504.

Видавництво «Вища школа», 252054, Київ-54, вул. Гоголівська, 7.

Надруковано з матриць Головного підприємства республіканського виробничого об'єднання «Поліграфкнига», 252057, Київ, вул. Довженка, 3, в Київській друкарні наукової книги, Київ, вул. Репіна, 4.