Київський національний університет імені Тараса Шевченка

Геологічний факультет
Кафедра гідрогеології та інженерної геології

М.М. КОСТЮЧЕНКО

МЕХАНІКА ГРУНТІВ

Навчальний посібник

Київ – 2013

УДК 624.131

Р е ц е н з е н т и:
д-р техн. наук, проф. М.Г.Демчишин,
канд. техн. наук, асистент А.В.Шостак

Рекомендовано до друку вченою радою
геологічного факультету
(протокол № 2 від 30 жовтня 2013 року)

Костюченко М.М.

Механіка грунтів : навчальний посібник/ М.М.Костюченко. – Інтернет-ресурс Київського університету. – geol.univ@kiev.ua – 116 с.

У навчальному посібнику наведені основні поняття й положення про розрахунок та розподіл напруг у ґрунтових основах будівель і споруд, поняття про критичні навантаження на грунт та оцінку стійкості схилів, поняття про деформації ґрунтових основ та розрахунок величини осідання при додаткових навантаженнях, поняття про реологічні властивості та реологічні моделі поведінки грунтів.

Для студентів геологічних спеціальностей вищих навчальних закладів.

УДК 624.131

©Костюченко М.М., 2013

ЗМІСТ

Вступ

Предмет механіка ґрунтів, його роль та завдання. Розвиток механіки ґрунтів…….…..5

Розділ 1. Визначення напруг в ґрунтовій товщі

1.1. Зовнішні та внутрішні сили……..14
1.2. Напруги……21
1.3. Епюри напруг…….26
1.4. Головні напруги…….29
1.5. Еліпс напруг.. …….……..31
1.6 Круговий графік напруг Мора……..…..33
1.7. Тензор напруг…….35
1.8. Історія розвитку загальних уявлень про розподіл напруг в ґрунтових масивах…….38
1.9. Визначення стискаючих напруг від зосередженої сили та суми зосереджених сил……..……43
1.10. Розподіл напруг від власної ваги ґрунтової товщі……47
1.11. Визначення напруженого стану в ґрунтовій товщі при рівномірному навантаженні у випадку плоскої задачі……..49
1.12. Визначення напруг від дії навантаження, що змінюється по закону прямої. Трикутне навантаження…….. ……51
1.13. Дія рівномірно розподіленого завантаження у випадку просторової задачі……..……..54
1.14. Розподіл напруг по підошві споруди (контактна задача)…….……57

Розділ 2. Міцність ґрунтів

2.1 Механічні процеси в ґрунтах……..….60
2.2 Фази напруженого стану……..61
2.3 Теорія граничного напруженого стану ґрунтів……....64
2.4 Критичні навантаження на ґрунт……....65

2.5 Стійкість ґрунтових основ споруд……67
2.6 Стійкість схилів та укосів……71
2.7 Врахування впливу гідродинамічних
і гідростатичних сил……78
2.8 Тиск ґрунтів на підпірні стінки……...80

Розділ 3. Деформації ґрунтових масивів та розрахунок осідання фундаментів будівель і споруд

3.1. Загальна залежність між деформаціями і
напругами у ґрунтовій товщі. Принцип лінійної
деформованості……..……85
3.2 Пружні деформації та методи їх визначення…..……87
3.3 Методи загальних та місцевих деформацій……88
3.4. Одновимірна задача теорії компресійного
ущільнення (консолідації) ґрунтів……91
3.5. Визначення деформацій ґрунтових основ методом
пошарового підсумовування……92
3.6. Визначення деформацій ґрунтових основ методом
еквівалентного шару……..95
3.7. Зміна осідань у часі……..98
3.8. Деформації структурно нестійких ґрунтів……100

Розділ 4. Реологічні процеси в ґрунтах

4.1. Загальні уявлення про реологічні процеси……...102
4.2. Вторинна консолідація……103
4.3. Релаксація напруг і тривала міцність……...105
4.4. Деформації повзучості та методи їх визначення…….106
4.5. Врахування повзучості при прогнозі ущільнення……107
4.6. Реологічні моделі поведінки гірських порід……108

Література……..…116

.

Вступ

Предмет механіка ґрунтів, його роль та завдання

Знання механіки ґрунтів необхідне спеціалістам в галузі інженерної геології та гідрогеології при складанні кількісних прогнозів різноманітних геологічних процесів, обґрунтуванні стійкості споруд.

При дослідженнях взаємодії будівель та споруд з ґрунтовою основою інженерна геологія, гідрогеологія та механіка ґрунтів взаємопов'язані :

- інженерна геологія та гідрогеологія забезпечують побудову розрахункової моделі з урахуванням особливостей геологічної ситуації, а також аналізу роботи системи будівля - ґрунтова основа ;
- механіка ґрунтів дає оцінку міцності, стійкості та деформованості ґрунтів у взаємодії їх з різноманітними надземними та підземними спорудами.

Механіка ґрунтів належить до циклу наук, об'єднаних загальною назвою „ механіка". Якщо прослідкувати розвиток механіки як науки, то на початковому етапі були сформульовані закони механіки абсолютно твердих недеформованих тіл, тобто теоретичної механіки, що вивчає закони руху та рівноваги цих тіл.

Дослідженнями тіл, що деформуються, займається механіка суцільного середовища та будівельна механіка. Поведінка таких тіл, залежно від напруженого стану, може бути описана законами теорії пружності, теорії пластичності, повзучості, а також реології.

Геомеханіка - галузь механіки, що вивчає механічні процеси в земній корі (природні та під впливом діяльності людини).

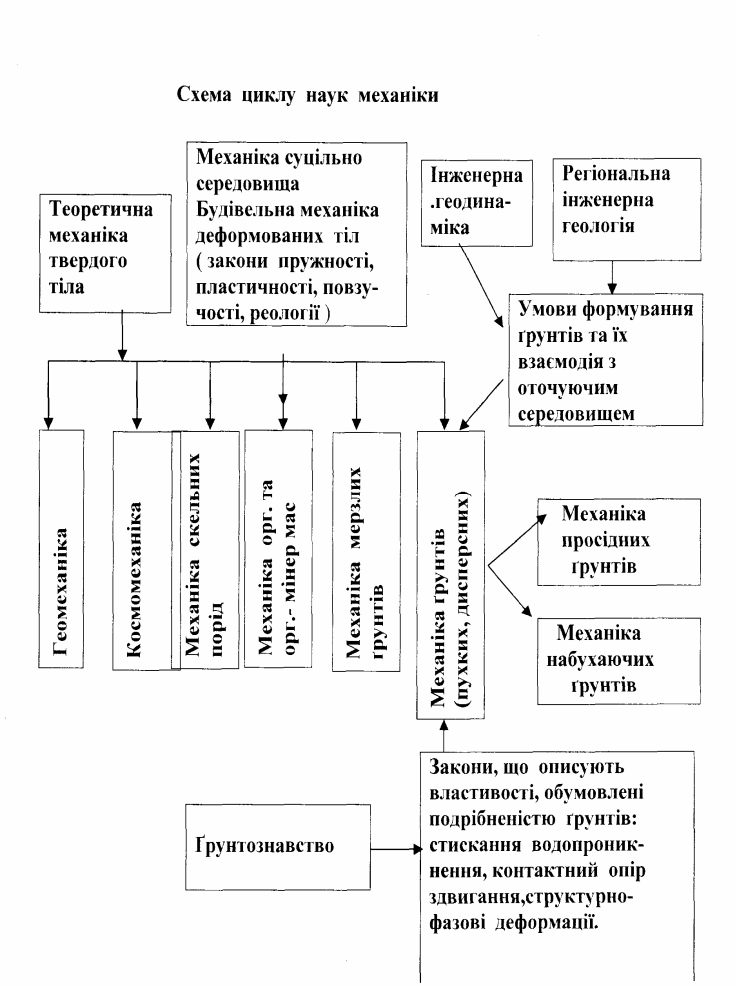

Рис.1. Схема циклу наук механіки

Космомеханіка вивчає гірські породи інших планет, враховуючи :

А) сили тяжіння (Місяць - 1:6, Марс 1:2,5, Венера 1:1,18, Меркурій – 1:3);

Б) атмосферні умови;

В) температуру верхніх шарів;

Г) хімізм гірських порід ;

Д) механічну дію космічних тіл.

Методи, якими користується механіка ґрунтів при вирішенні своїх завдань, базуються на синтезі методів, що використовуються в теоретичній та будівельній механіці, а також в інженерній геології та гідрогеології.

Враховуючи складність будови природних геологічних утворень, механіка ґрунтів часто абстрагується від розглядання всіх особливостей внутрішньої структури ґрунтів та звертається до аналізу ідеалізованих тіл або середовищ, застосовує ідеалізовані моделі, що можуть бути поширені на певні ґрунти.

У моделях зберігаються тільки ті властивості реальних ґрунтів, що визначають механіку досліджуваних явищ.

Математичне моделювання ідеалізованих тіл та середовищ є одним із основних методів вирішення задач механіки ґрунтів.

На основі створених ідеалізованих моделей розробляються розрахункові схеми стійкості різноманітних споруд, які дозволяють кількісно оцінити умови будівництва й розвиток інженерно-геодинамічних процесів та явищ.

Механіка ґрунтів, використовуючи досягнення цих наук, встановлює також і свої закономірності, пов’язані з особливостями ґрунтів, як дисперсних систем : урахування пористості, сил внутрішнього тертя та зчеплення, дії фільтраційних та гідростатичних тисків, тощо.

В природі трапляються різноманітні класи, групи, типи та види ґрунтів. Деякі ґрунти в певний момент і в певних умовах характеризуються деякою постійністю складу й стану, деякі змінюються під впливом фізичних, хімічних, біологічних та інших факторів. Врахувати всю сукупність

факторів та їх взаємодію при виконанні розрахунків практично неможливо. Тому необхідно обмежитися тільки тими природними характеристиками і властивостями ґрунтів, які можуть бути пов'язані із застосуванням законів механіки, при цьому ми абстрагуємося від розглядання всіх інших властивостей ґрунтів. Таку наближену, штучно створену, абстрактну схему, пристосовану для тлумачення природного явища за допомогою законів механіки, можна назвати механічною схемою. А механіку ґрунтів треба розуміти, як дисципліну, що вивчає складні природні утворення за допомогою механічних схем.

Способом перевірки правильності складання механічної схеми є лабораторні та польові дослідження, спостереження за ходом дійсних геологічних явищ і поведінкою інженерних споруд. Необхідно досягати співпадання кількісних даних про реальний хід процесу і даних розрахунків, виконаних за допомогою детально розробленої механічної схеми.

Згідно з програмою навчальної дисципліни „механіка ґрунтів" в подальших лекціях будуть розглянуті такі основні розділи :

- визначення напруг в ґрунтовому середовищі ;
- вивчення міцності ґрунтів ;
- вивчення деформативності ґрунтів ;
- вивчення реологічних процесів у ґрунтах.
-

Розвиток механіки ґрунтів.

Механіка ґрунтів має давню історію. Ще до моменту, коли була сформульована назва науки, люди займалися різноманітним будівництвом, використовуючи інтуїцію,

досвід чи проводячи моделювання змін стану ґрунтової товщі.

Значного поширення набув так званий метод спро6 та помилок, і за результатами аналізу аварій споруд установлювались емпіричні значення допустимого тиску на грунт. Так, відомий архітектор стародавнього світу Вітрувій (1 ст. до н.е.) писав: "Для закладання фундаментів храмових споруд слід рити до глибини твердих порід… і закладати фундамент на твердих пластах на глибині, відповідно до величини будівлі…"

Першою теоретичною роботою з механіки грунтів прийнято вважати статгю Ш.О. Кулона (1773) "Про застосування правил максимуму та мінімуму до деяких проблем статики, що відносяться до архітектури". У ній автор ставив за мету "визначити, наскільки дозволяє поєднання теорії й експерименту, вплив тертя і зчеплення в певних задачах статики". Зміст цієї роботи й досі актуальний для проблем міцності та стійкості грунтових масивів.

У 1801 р. М.І.Фукс запропонував гіпотезу про пропорційну залежність деформації грунту від навантаження. У 1885 році Ж. Буссінеск отримав вирішеня задачі про розподіл напруг у напівпросторі в залежності від дії зосередженої сили, започаткувавши тим самим основи теорії розподілу напруг у грунті. У другій половині XIX і на початку XX ст. Г.Є. Паукер, М. Леві, У. Ренкін, Л. Прандтль та інші створили принципи сучасної теорії граничної рівноваги сипучих середовищ.

У 1919 ро К. Терцагі створив комплекс приладів для дослідження стисливості й міцності грунтів. Свої випробування він виконував, головним чином з однорідними глинистими пастами та з ідеальними сипучими грунтами, які відображають далеко не всі властивості реальних грунтів. Незважаючи на це, одержані рсзультати дозволилиІ йому в 1925 р. сформулювати ряд положень(«Будівельна механіка грунту на основі його фізичних властивостей», які склали базу ***класичної механіки грунтів*** і сприяли її подальшому

розвитку(«Теоретична механіка грунтів» 1943). До появи робіт К. Терцагі грунти розглядали як суцільні, однорідні, однофазні матеріали, вважалося, що щільність та вологість їх у процесі деформування практично не змінюються. К. Терцагі виявив, що основні явища, які спостерігаються в поведінці грунту під навантаженням, залежать від зміни кількісного співвідношення фаз грунту в пІроцесі деформування та від механічної взаємодії фаз.

Перевагою класичної механіки грунтів є простота її математичних моделей. К. Терцагі вважав, що через складність опису механічних властивостей реальних грунтів у переважній більшості практичних задач є сенс обмежуватися тільки пІриблизними рішеннями, а якщо іх не можна досягти простими засобами, які не потребують складного математичного апарату, то їх взагалі неможливо отримати. Він вважав, що в подібних задачах найважливішим є не одержання найбільш точного розв'язання, а визначення впливу різних можливих відхилень природних умов від прийнятих у розрахунку.

До недоліків класичноі механіки грунтів слід віднести те, що вона не розв'язувала найголовнішої проблеми визначення напруженого стану грунтів за межами лінійної пружної стадії деформування. З особливою гостротою недосконалість ряду методів класичної механіки грунтів виявляться у таких випадках:

- при зведенні будівель і споруд, чутливих до нерівномірних деформацій основи,
- при використання під забудову територій з несприятливими геологічними умовами.

Значну роль у розробці теоретичних положень та застосуванні механіки грунтів у практиці будівництва відіграли роботи М.М.Маслова, М.А.Цитовича (1934 – перший курс лекцій), Єгорова, Симвуліді…

Значний вклад у механіку окремих регіональних видів грйнтів внесли Денисов (леси), Цитович, Гольдштейн (мерзлі грунти), Васильєв, Абєлєв (слабкі грунти)…

Існує потреба розширення та уточнення теоретичної бази механіки грунтів, а також посилення її зв'язків з галузями інженерної геології, без чого не можуть удосконалюватися розрахункові моделі.

Кроком у цьому напрямі став ***принцип умовних розрахунків*** М. М. Герсеванова й В.В. Соколовського. Вони запропонували розрахунковим моделям умовно надавати певні ідеальні властивості, як, наприклад, припущення про рівномірний розподіл напруги за горизонтальними перерізами основи, поверхня якої місцево завантажена. При цьому моделі повинні відповідати двом обов'язковим умовам:

1) відображати найбільш істотні фактори, що визначають роботу споруди; 2) уявляти споруду в менш сприятливих, ніж у реальних умовах роботи.

Користуючись подібними моделями, можна порівнювати різні варіанти проектних рішень із точки зору їх надійності та встановлювати значення коефіцієнтів умов роботи й однорідності грунтів. Ці коефіцієнти мають регіональний та 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 грунтів була однією з причин того, що в 1948 р. групою інженерів на чолі з В.М. Келдишем був запропонований новий підхід до проектування – ***принцип граничних станів***. Стосовно основ цей принцип уперше був сформульований у 1948 р. Д. С. Польшиним. Зокрема, при визначенні навантажень на основи було запропоновано виходити з гранично допустимих для даної споруди осідань і повністю відмовитися від необгрунтованого методу стандартних "допустимих тисків" на грунти. Деформації основ не повинні перевищувати гранично допустимих для

нормальної експлуатації, а їх несуча здатність має бути достатньою, щоб не виникла втрата стійкості чи руйнування основи.

Закордонні норми проектування основ, хоч і не базуються на принципах граничних станів, але, починаючи з формули К.Терцагі з уточненнями Мейєргофа, Како-Керізеля, Хансена та інших, містять вирази, до складу яких входять емпіричні коефіціє i, λ, d, N, що залежать від кута внутрішнього тертя φ.

У 70-ті роки з'явилися пропозиції перейти до проектування основ, відповідно до положень ***сучасної теорії надійності*** (М. М. Єрмолаєв і В.В. Міхєєв1976; А.П. Пшеничкін , О.В.Школа, В. Б. Швець й інші - 1980; О.Г. Ігнатова - 1982; Б.П. Макаров і Б.Ю. Кочетков - 1987; г. Б. Кульчицький - 1990 та інші), яка є подальшим розвитком принципу граничних станів. Надійність оцінюють імовірністю того, що протягом усього періоду експлуатації споруди не виникне стан грунтової основи, яке загрожує її експлуатації. Цей підхід дає більш економічні вирішення, але вимагає переходу на статистичні методи розрахунків, які зараз лише апробуються.

Зараз при проектуванні найчастіше застосовують роздільний розрахунок грунтових основ і споруд. Спочатку розраховують будівлю й визначають навантаження, що передаються на основу так, наче вона абсолютно жорстка та неподатлива. Потім за цими результатами, користуючись спрощеними нормативними правилами, визначають деформації фундаментів, які порівнюють з гранично допустимими.

Повне використання переваг принципу граничних станів можливе з переходом на методику сумісного розрахунку роботи основи, фундаментів і споруд у цілому, в результаті якої відбувається перерозподіл зусиль, що діють на масив грунту (С. М. Клепіков - 1987, 1996). При цьому бажано врахувати просторову роботу конструкцій, геометричну та

фізичну нелінійність, анізотропність, пластичні й реологічні властивості матеріалів і грунтів, можливості зміни їхх властивостей у процесі зведення (включаючи технологію та послідовність зведення споруд, а також темпи і графік будівництва) й експлуатації споруд.

Залучення впливу цих факторів на вхідні дані наближує прогноз напруженодеформованого стану основи до дійсності. Так, при ***проектуванні об'єктів по етапах***: відривання котлована; зведення фундаментів і підземної· частини будівлі; зміна рівня ґрунтових вод; будівництво надземної частини; експлуатація споруди - встановлено, що зусилля в конструкціях зростають у кілька разів і можутъ змінювати свій знак на протилежний. При цьому повною мірою враховуютъся варіантність як конструктивного, так і технологічного рішення зведення споруд, у тому числі чинника часу, а також деформування прилеглої території та навколишніх будівель. Це дозволяє оптимізувати технології зведення споруд.

Сучасні задачі механіки грунтів дуже різноманітні й мають практичну спрямованість, зокрема: визначення напруг у грунтовій товщі; розрахунок деформацій і прогноз осідань фундаментів інженерних споруд; знаходження несучої здатності елементів грунтового масиву (навколо фундаментів, паль, підземних споруд); визначення тиску грунтів на підпірні стіни та інші огороджуючі конструкції; розрахунок стійкості схилів та укосів; прогнозування деформацій при строренні підземних виробок, підтопленні, морозному випиранні, підземних вибухах, тошо. Їх розв'язання засобами механіки грунтів неможливе без широкого використання досягнень теорій пружності, пластичності, повзучості, гідромеханіки, механіки руйнування, математичної фізики і інш. Такі задачі зараз вирішуються, як правило, ***числовими методами*** із застосуванням сучасних комп'ютерних технологій.

Теорія механіки ґрунтів розвивається. Її застосування дозволяє більшою мірою використовувати несучу здатність ґрунтів, достатньо точно врахувати деформації

ґрунтових основ під дією навантаження від споруди, що обумовлює вибір не тільки безпечних, але й економічно доцільних рішень, просторову і часову змінність властивостей грунтів.

Розділ 1. Визначення напруг у ґрунтовій товщі

1.1 Зовнішні та внутрішні сили

Зовнішні сили

Більшість задач інженерної геології, будівництва, влаштування фундаментів вирішуються за допомогою теорії рівноваги. Гірські породи на певній стадії свого формування займають в товщі земної кори положення рівноваги, що визначає природну стійкість геологічних масивів. Однак ця рівновага безперервно порушується як у результаті сучасних геологічних процесів, так і в результаті господарської діяльності людини.

У ході геологічних процесів відбувається перш за все безперервне механічне стискання ґрунтів під дією ваги нашарувань, що утворилися пізніше. Можливе при цьому й видавлювання м'якого водонасиченого ґрунту, що знаходиться між шарами твердих порід.

Прикладом другого виду порушень рівноваги в геологічних масивах є зрушення, що приводять до утворення складчастості.

На природних схилах можливі місцеві зміщення гірських порід вниз по схилу під дією неврівноважених гравітаційних сил (зсуви, обвали, тощо) або під дією стікаючих по схилу поверхневих вод
(яри, селі).

Значні зміни умов рівноваги ґрунтових масивів відбуваються в результаті будівельної діяльності людини. При цьому:

а) ґрунтовий масив є основою споруди ;

б) деякі споруди розміщуються всередині масивів гірських порід, грунт є середовищем споруд;

в) грунт є матеріалом, з якого будується споруда;

г) грунт використовується для створення поверхневих закріплювальних шарів.

Зміщення масивів гірських порід можуть бути монотонними й коливальними. Монотонними називаються зміщення, які направлені в сторону дії сил гравітації і є основним фактором взаємодії гірських порід.

Коливальні зміщення відбуваються в результаті ударних дій (значні обвали, сейсмічні поштовхи) і можуть носити затухаючий характер, якщо ударні дії не повторюються й масив чинить опір коливальним рухам ; або незатухаючий, прогресуючий характер у випадку дій, що регулярно повторюються (від руху транспорту, вібрації фундаментів верстатів, станцій, компресорів), що значно послаблює ґрунтовий масив.

Особливим видом порушення рівноваги є раптові (кризові) переміщення масивів ґрунту при втраті природної стійкості. Такі переміщення відбуваються у вигляді раптового збільшення осідань ґрунтових основ і набувають катастрофічного характеру.

Механіка ґрунтів, маючи апарат для аналізу рівноваги гірських порід, як в природному заляганні, так і при взаємодії з інженерними спорудами, дає можливість визначити методи попередження виникнення кризових станів і регулювання режимів зміщень та рухів ґрунтових масивів.

Рівновага певних тіл можлива лише в тому випадку, коли фізичні причини, здатні викликати рух, гасять одна одну при взаємодії. Ці причини можуть бути дуже

відмінні за характером свого виникнення, однак, оцінюючи ці причини за результатом їх дії, можна їх пояснити впливом зовнішніх сил.

Сили, що діють на масив ґрунту, поділяються на об'ємні, які розподілені по всьому масиву (гравітаційні, фільтраційні, сейсмічні) та поверхневі, прикладені до поверхні масиву (навантаження від споруд).

За характером взаємодії всі діючі на тіло сили можна поділити на дві категорії. До першої відносяться взаємодії, першоджерелом яких є дія на певне тіло інших фізичних тіл, наприклад, на окремі елементи геологічних структур діє сила, обумовлена вагою шарів, що лежать вище, а також дія різноманітних інженерних споруд, що спираються на шари ґрунту. До цієї ж категорії відноситься дія таких потужних природних факторів, як тектонічні сили.

Сили, які ми віднесли до першої категорії, називаються активними або навантаженнями. Вони досить легко врахувати та визначити кількісно, аналізуючи положення та умови залягання елементів геологічної структури.

До другої категорії діючих на тіло сил відносяться ті взаємодії, першоджерелом яких є дія самого тіла на інші фізичні тіла. Загальною характерною ознакою взаємодії для гірських порід є спирання даного елементу геологічної структури з усіма його навантаженнями на інші елементи цієї структури. Зовнішні сили, що входять у цю категорію і виникають як протидія активним силам, називаються реактивними силами або реакцією основи.

Активні та реактивні сили (навантаження та реакція основи) суттєво відрізняються між собою за характером виникнення, але не відрізняються в принципах урахування їх дій на досліджуване тіло.

Реакція основи дорівнює за величиною і протилежна за знаком тій дії, з якою тіло впливає на основу. Однак

властивостями тіла визначається граничне значення реакції основи. Якщо активна сила потребує для себе реакції більшої, ніж це граничне значення, то основа не може забезпечити рівноваги, і тіла, що взаємодіють, починають рухатися.

За характером дії на тіло всі зовнішні сили можна розділити на два види : зосереджені та розподілені.

Зосередженими називаються сили, що діють на дуже малу частину поверхні тіла. У випадку, коли розмір площі наближається до безрозмірної точки, можна ввести поняття точки прикладання зосередженої сили.

Розподілені сили діють на значну частину поверхні тіла і тому мають не точку прикладання, а поверхню розподілу.

Розподіл сили по площі поверхні може бути дуже різним. Уявити характер цього розподілу можна, визначивши елементарну частину сили, що діє на кожний нескінченно малий елемент площі. Отримана величина називається інтенсивністю розподілу сили по площі :

$$g = \frac{dP}{dF} \qquad (1.1.1)$$

Загальне уявлення про розподіл сили по певній поверхні може бути отримане за допомогою побудови умовного геометричного тіла, складеного із нескінченно великої кількості ординат, кожна з яких відображає інтенсивність розподілу сили в певній точці.

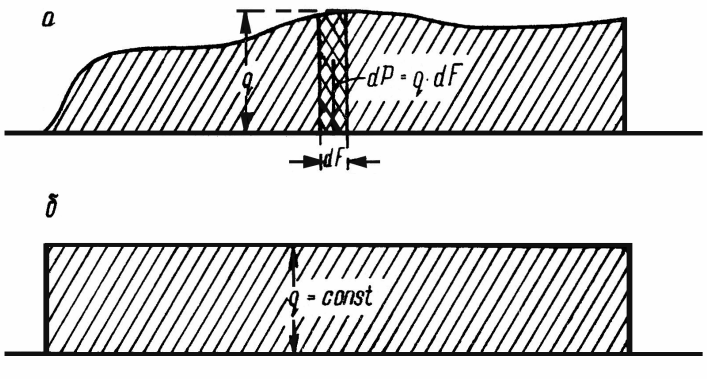

Рис.2. Епюри розподілу сили

Як видно на рисунку 2 , над кожною елементарною площинкою dF розташований елементарний об'єм dV , який викликає дію елементарної сили $dP = g \cdot dF$.

Таким чином, весь об'єм тіла, що складається з елементарних об'ємів, відповідатиме всій величині сили, розподіленої по площі.

Геометричне тіло, побудоване таким чином і яке відображає зміну інтенсивності розподілу сили по площі, називається епюрою розподілу сили.

Рівновага тіл під дією довільної системи зовнішніх (активних та реактивних) сил може бути досягнута в тих випадках, коли їх сумарна дія у всіх можливих напрямках буде дорівнювати нулю.

Представляючи кожну із сил відповідним вектором, можна сформулювати загальну умову взаємного погашення фізичних причин можливого руху як умову рівноваги прикладених до тіла зовнішніх сил.

На тіло може діяти будь-яка система довільно розташованих сил. Для приведення такої довільної системи до незначної кількості складових прийнято користуватися

просторовою системою координат , заміняючи при цьому кожну силу трьома її проекціями на вісі координат та трьома моментами цієї сили відносно кожної з осей координат. Далі, підсумовуючи всі однойменні проекції та моменти, можна привести будь-яку систему діючих сил до наступних шістьох силових дій :

1) сума проекцій усіх сил на вісь $x - \left(\sum x\right)$ (1.1.2)

2) сума проекцій усіх сил на вісь $y - \left(\sum y\right)$ (1.1.3)

3) сума проекцій усіх сил на вісь $z - \left(\sum z\right)$ (1.1.4)

4) сума моментів усіх сил відносно осі $x - \left(\sum M_x\right)$ (1.1.5)

5) сума моментів усіх сил відносно осі $y - \left(\sum M_y\right)$ (1.1.6)

6) сума моментів усіх сил відносно осі $z - \left(\sum M_z\right)$ (1.1.7)

Деякі задачі механіки ґрунтів розв'язуються не в просторовій, а в плоскій системі координат (для споруд одноманітних за своїм поперечним перерізом : огорожі, тунелі, тощо) у якій будь-яка система сил може бути приведена замість шести до трьох складових.

Умови рівноваги в механіці формулюються системою рівнянь таким чином :

1) $\sum x = 0$ 4) $\sum M_x = 0$ 7) $\sum P_x = 0$ (1.1.8)

2) $\sum y = 0$ 5) $\sum M_y = 0$ 8) $\sum P_y = 0$ (1.1.9)

3) $\sum z = 0$ 6) $\sum M_z = 0$ 9) $\sum P_z = 0$ (1.1.10)

При виконанні цих умов будь-яке тіло, що знаходиться в рівновазі, повинно бути позбавлене можливості зміщення вздовж координатних осей, а також можливості повороту відносно цих осей.

Внутрішні сили

Умови рівноваги тіл повністю поширюються й на їх окремі частини.

Загальним методом дослідження рівноваги частин тіла є уявний поділ тіла на окремі частини. Для цього треба розділити тіло на дві частини (зробити перетин) і одну з них уявно відкинути, замінюючи дію відкинутої частини на деяку нову систему сил, що прикладена до частини, яка залишилася на поверхні уявного перерізу.

Ці сили прикладені всередині реально існуючого тіла й причому в усіх його точках і у всіх напрямках, оскільки уявний переріз можна провести через будь-яку точку й по довільній поверхні. Такі сили називаються внутрішніми.

Застосовуючи до тіла метод уявних перерізів, залишаємо для розгляду умови рівноваги однієї частини як окремого тіла, на яке діє система сил, у тому числі прикладені до уявного перерізу. По відношенню до окремої частини тіла сили, що діють на поверхню уявного перерізу, є зовнішніми.

Внутрішні сили відображають зв’язок між окремими частинами тіла й визначаються фізичними властивостями кожного тіла.

Внутрішні сили в окремих перерізах не залишаються постійними, а змінюються при зміні зовнішніх сил. Рівновага окремої частини тіла була б порушена при прикладанні будь-якої нової зовнішньої сили, якби внутрішні сили залишалися б незмінними.

Здатність фізичного тіла отримувати без порушення внутрішніх зв’язків приріст внутрішніх сил, який необхідний для урівноваження додаткових зовнішніх сил, характеризує опір даного тіла в певних умовах роботи.

Внутрішні сили можна розглядати як реакцію на зовнішні сили, які виникають на поверхнях уявних перерізів.

Зміна умов рівноваги внутрішніх сил призводить до переміщення окремих часток речовини відносно одна одної.

Можливість руху окремих частин масиву із зміною їх положення призводить до зміни форми масиву. Зміна форми масиву під впливом певних причин називається деформацією, а процес зміни форми – деформуванням.

Якісне та кількісне врахування деформацій є першим кроком для безпосередньої оцінки внутрішніх сил, які діють у тілі, що деформується.

1.2.Напруги

При прикладанні сили до масиву ґрунту в ньому виникають внутрішні сили. Інтенсивність розподілу внутрішніх сил по площі уявного перерізу називається **напругою.** При рівномірному розподілі зусиль по площі перерізу напруга залишається постійною.

Зміна напруг у межах уявного перерізу відображається епюрою напруг. Величина напруг у певних точках тіла залежить від напрямку уявного перерізу, бо через кожну точку можна провести кілька перерізів.

Положення перерізу в просторі прийнято визначати кутами нахилу нормалі цього перерізу з напрямками координатних осей. Ці кути задаються їх косинусами з використанням наступних позначень :

l - косинус кута, складеного нормаллю перерізу з віссю x

m - косинус кута, складеного нормаллю перерізу з віссю y

n - косинус кута, складеного нормаллю перерізу з віссю z

Косинуси l, m, n пов'язані геометричною залежністю : $l^2 + m^2 + n^2 = 1$; (1.2.1)

Таким чином, положення будь якого нахиленого перерізу визначається в просторі двома кутами (або їх косинусами), так як третій легко визначається.

У плоскій задачі, коли маємо переріз, перпендикулярний координатній площині xy (при m=0), кути нахилу нормалі перерізу до інших двох координатних площин (α, β) пов'язані між собою рівнянням :

$$l^2 + n^2 = 1; \quad \text{або} : \quad \alpha + \beta = \frac{\pi}{2} \qquad (1.2.2)$$

Тут і далі кути виражаються в радіанах, тобто в довжинах дуг, виміряних при радіусі круга, що дорівнює одиниці. У цій системі вимірювань повне коло (360^0) виражається довжиною дуги π, півколо (180^0) - довжиною дуги 2π, прямий кут (90^0) - довжиною дуги $\frac{\pi}{2}$.

Якщо в досліджуваній точці помістити початок координат і одну із координатних осей (z) направити по лінії дії стискаючої сили, то напруження, що діє в перерізі, перпендикулярному до напрямку дії сили при рівномірному розподілі сили по перерізу буде рівним :

$$\sigma = \frac{P}{F} \qquad (1,2,3)$$

На перерізі, нахиленому під кутом α (рис. 3),

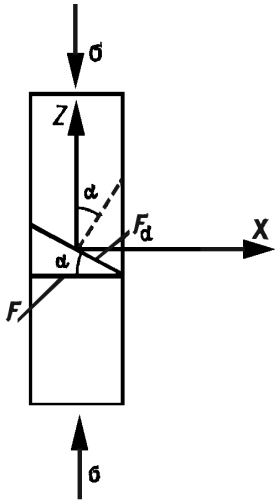

Рис. 3. Напруги у перерізі, нахиленому під кутом α

напруга буде іншою, бо зусилля розподіляється на більшу площу, а саме :

$$F_\alpha = \frac{F}{\cos\alpha} \qquad (1.2.4)$$

$$\sigma_\alpha = \frac{P}{F_\alpha} = \frac{P}{F}\cos\alpha = \sigma \cdot \cos\alpha \qquad (1.2.5)$$

Напруга σ_α може бути виражена у векторній формі за допомогою вектора, побудованого у вибраному масштабі напруг, прикладеного до досліджуваної точки й направленого по напрямку дії сили. Такий вектор називається сумарним вектором напруг.

Дія сумарного вектора на похилий переріз може бути розкладена на складові згідно з правилом паралелограма (рис.4).

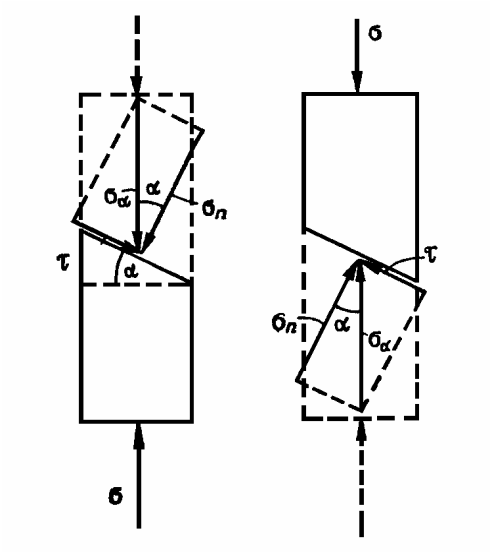

Рис. 4. Розкладання сумарного вектору на нормальну і тангенційну складові

Складовий вектор напруг, направлений перпендикулярно, виражає собою опір внутрішніх сил при стисканні. Складовий вектор, що лежить у площині перерізу, виражає опір внутрішніх сил зрушенню верхньої частини масиву по нижній.

Таким чином, дія нахиленого до перерізу сумарного вектора напруг може бути виражена еквівалентною дією двох різних напруг, що мають постійне орієнтування по відношенню до перерізу, який розглядається.

Одна з них, що направлене перпендикулярно до перерізу, називається нормальною σ_n, друга, що лежить в площині перерізу, дотичною (тангенціальною) τ

Величини нормальної і дотичної напруг у випадку дії однієї сили легко визначається геометрично з паралелограму векторів :

- нормальна напруга

$$\sigma_n = \sigma_\alpha \cdot \cos\alpha = \sigma \cdot \cos^2 \alpha \qquad (1.2.6)$$

- дотична напруга

$$\tau = \sigma_\alpha \cdot \sin\alpha = \sigma \cdot \cos\alpha \cdot \sin\alpha = \frac{\sigma}{2}\sin 2\alpha \qquad (1.2.6)$$

Нормальна напруга має найбільші значення у випадку, коли $\alpha = 0$, при цьому $\tau = 0$

Дотична напруга має найбільше значення $\frac{\sigma}{2}$ при $\sin 2\alpha = 1$, $\alpha = \frac{\pi}{4}$.

З другого боку, напруга є геометричною сумою нормальної та дотичної напруги:

$$\sigma_\alpha = \sqrt{\sigma_n^2 + \tau^2} \qquad (1.2.7)$$

Звідки : $\tau = \sqrt{\sigma_\alpha^2 - \sigma_n^2}$ (1.2.8)

У випадку одночасної дії на тіло двох взаємно перпендикулярних рівномірно розподілених сил, діючих у напрямку до координатних осей xz , нормальні напруги на будь-якому похилому перерізі можна виразити їх сумою:

$$\sigma_n = \sigma_z \cdot n^2 + \sigma_x \cdot l^2 = \sigma_z \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_x \cdot \sin^2 \alpha \qquad (1.2.9)$$

$$\tau_{\max} = +-\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} Sin2\alpha \qquad (1.2.10)$$

Оскільки механічні напруги визначається як відношення сили до площі, одиницею виміру напруг в системі СІ є паскаль :

$$1Па = 1\frac{Н}{м^2} = 1\frac{кг}{м \cdot с^2} \qquad (1.2.11)$$

Оскільки величина 1 Па незначна, в розрахунках використовуються кілопаскалі (кПа) та мегапаскалі (МПа).

1.3. Епюри напруг

Крім визначень напруг у певних точках напівпростору, нас цікавить загальна характеристика напруг у межах напівпростору.

Одним із наочних способів вивчення напруженого поля є застосування методу епюр напруг, які можна побудувати для будь-яких видів напруг і для будь-яких поверхонь усередині напруженого масиву.

Найбільший інтерес для узагальненої характеристики напруженого поля мають епюри нормальних напруг, що діють на одній глибині по горизонтальних перерізах, тобто епюри вертикальних напруг σ_z .

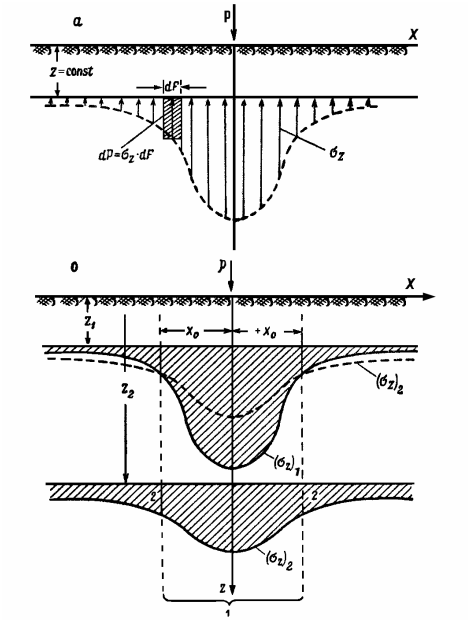

Рис. 5. Епюри нормальних стискаючих напруг на горизонтальному перерізі: а) епюра нормальних напруг, що на одній глибині по горизонтальному перерізу; б) затухання напруг з глибиною та при віддалені від точки прикладання сили

Така епюра може бути побудована, якщо уявно розподілити напівпростор на дві частини горизонтальною площиною, що знаходиться на відстані $z = const$ від поверхні напівпростору (рис.5). Якщо нижню частину напівпростору відкинути, а її дію на верхню частину замінити внутрішніми силами, то елементарне внутрішнє зусилля, яке діє на кожну нескінченно малу площину горизонтального перерізу, буде дорівнювати : $dP = \sigma_z dF$.

Об’єм всієї епюри, побудованої для будь-якого горизонтального перерізу напівпростору, буде постійним і дорівнюватиме зовнішній силі P. Ординати епюри

виражають нормальні напруги в кожній з точок горизонтального перерізу. Найбільша ордината цієї епюри має місце при $x = 0$, тобто безпосередньо під вантажем. Це вказує на швидке затухання напруг з глибиною, а при нескінченному віддалені від точки прикладання сили ($x = \infty$) напруги σ_z дорівнює нулю, тобто епюра напруг асимптотично наближається до горизонтальної площини.

Аналогічним чином можуть бути побудовані епюри напруг σ_z по глибині, приймаючи $x = const$, тобто епюри вертикальних напруг, що діють на поверхні круглого циліндра, утвореного при русі вздовж вісі кола, описаного радіусом x.

На поверхні напівпростору ($z = 0$) напруга σ_z рівна нулю в усіх точках, крім точки з абсцисою $x = 0$. На більших глибинах ($z = \infty$) величина напруг також наближається до нуля. У просторовому уявленні епюра напруг σ_z по вертикальній поверхні круглого циліндра є складним тілом, що утворене при обертанні площини, яка міститься між циліндром і кривою, яка починається в точці на поверхні напівпростору та асимптотично наближається до циліндра на значній глибині (рис.6).

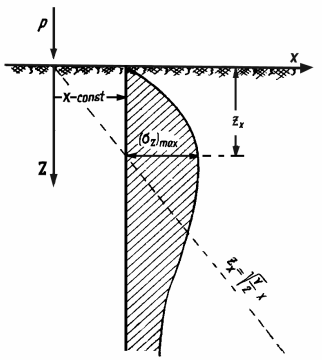

Рис. 6. Епюра розподілу вертикальних нормальних напруг по поверхні вертикального круглого циліндра.

Крім епюр напруг, узагальнюючою характеристикою напруженого поля є лінії рівних напруг (ізолінії напруг).

Ізолініями напруг у плоскому вертикальному перерізі напівпростору є система ліній, що з'єднують між собою точки з однаковими напругами.

Кількість таких ліній у плоскому перерізі напівпростору взагалі може бути нескінченно великою, оскільки кожна ізолінія може бути побудована для будь-якого виду напруг і для будь-якого числового значення напруг.

1.4. Головні напруги

Головними напругами називаються найбільші і найменші нормальні напруги, що виникають у певних перерізах, проведених через дослідні точки ґрунтового масиву.

Найбільша нормальна напруга є в перерізі, перпендикулярному найбільшим діючим напругам ($\alpha_1 = 0$) і позначається σ_1 , друга з цих напруг є в перерізі, паралельному найбільшим діючим напругам ($\alpha_2 = \frac{\pi}{2}$) і позначається σ_2 . Дотичні напруги в цих перерізах дорівнюють нулю.

В інших випадках величини головних напруг безперервно змінюється зі зміною місцеположення дослідної точки в ґрунтовій основі споруди, а найбільша дотична напруга в плоскій задачі виникає при $Sin2\alpha = \pm 1$, тобто при $\alpha = \pm\frac{\pi}{4}$.

Головним напругам відповідають так звані головні площадки, розташовані по вертикальній вісі симетрії навантаження, а також площадки, розташовані перпендикулярно до бісектрис кутів бачення (рис.7)

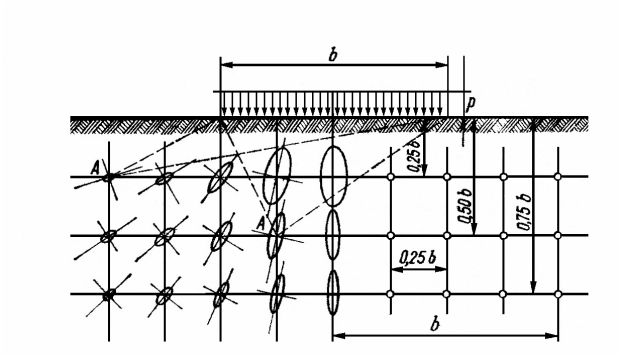

Рис. 7. Головні площадки напруг

Значення величин головних напруг для певних точок ґрунтової основи можна розрахувати, використовуючи такі параметри, як питоме навантаження P, кут бачення α_b (кут між променями з дослідної точки на краї фундаменту) і кут β (кут між променем на ближній край фундаменту і вертикаллю).

У випадку дії рівномірно розподіленого навантаження величини головних (σ_z , σ_y) і дотичного (τ) напруг можна розрахувати за формулами :

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi}\left(\alpha + Sin\alpha Cos2\beta\right) \qquad (1.4.1)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{\pi}\left(\alpha - Sin\alpha Cos2\beta\right) \qquad (1.4.2)$$

$$\tau = \frac{P}{\pi}\left(Sin\alpha Cos2\beta\right) \qquad (1.4.3)$$

1.5. Еліпс напруг

Для аналізу напруженого стану в різних перерізах при різних значеннях кута α, крім розрахункових методів, використовуються графічні побудови : еліпс напруг, круговий графік напруг Мора а також спеціальні таблиці та графіки.

Еліпс напруг представляє собою геометричну фігуру, яка окреслюється кінцем сумарного вектора напруг при зміні кута α від 0 до 2π, зміні направляючого косинуса l від +1 до -1, шляхом повороту перерізу в площині xz (рис.8).

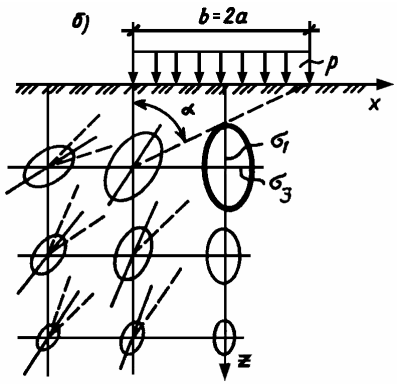

Рис. 8. Еліпси напруг

В цілому, в системі координат xz на певному перерізі, нахиленому до вісі x під кутом α_i, координати кінця сумарного вектора можна виразити через нормальну й дотичну складові таким чином :

$$z = \sigma_n \cdot \cos\alpha + \tau \cdot Sin\alpha \qquad (1.5.1)$$

$$x = \sigma_n \cdot \cos\alpha - \tau \cdot Sin\alpha \qquad (1.5.2)$$

Підставляючи в ці вирази значення σ_n та τ, причому $\sigma_z = \sigma_1$, а $\sigma_x = \sigma_3$, маємо координати кінця сумарного вектора :

$$z = \sigma_1 \cdot \cos\alpha \qquad (1.5.3)$$

$$x = \sigma_3 \cdot Sin\alpha \qquad (1.5.4)$$

Можна отримати рівняння еліпсу без параметру α_i, для цього попередні рівняння підносимо до другого степеня та складаємо в новому вигляді :

$$\frac{z^2}{\sigma_1^2} + \frac{x^2}{\sigma_3^2} = 1 \qquad (1.5.5)$$

Таким чином отримуємо рівняння еліпса напруг, побудоване на головних напругах σ_1 та σ_3, як на півосях. У ньому будь-який радіус-вектор, проведений з початку координат, є сумарним вектором напруг σ_α, що діє по перерізу, нахиленому під певним кутом.

У залежності від співвідношення та розташування головних напруг еліпс напруг може мати різну форму (рис.9) :

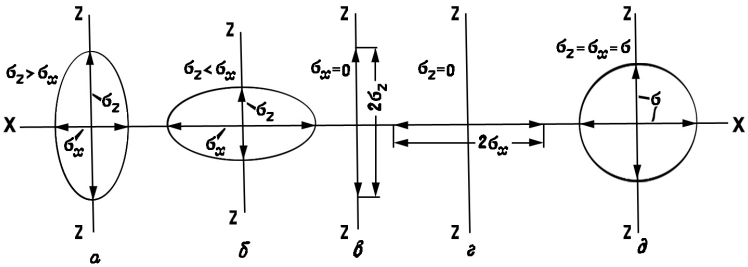

Рис. 9. Варіанти еліпсів напруг

Недоліком еліпсу як методу зображення напруженого стану є та особливість, що головні напруги σ_1 та σ_3 входять до рівняння в другому степені, унаслідок чого вплив знаку напруг не враховується. Тому еліпс напруг має однакові обриси як при однакових знаках головних напруг, так і при різних знаках..

1.6. Круговий графік напруг Мора

Побудова круга Мора проводиться в умовній системі координат τ, σ_n, у якій обидві головні напруги відкладаються в довільно вибраному масштабі по вісі абсцис від початку координат. Круг викреслюється на діаметрі АВ, обмеженому кінцями відрізків, що виражають величини головних напруг (рис.10).

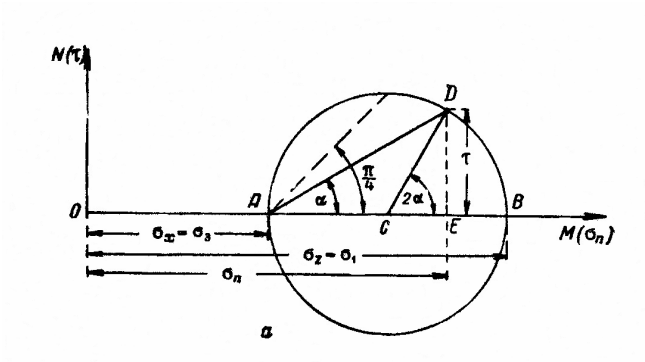

Рис. 10. Круг Мора

Розташування будь-якої точки (D), що лежить на колі визначається напрямком лінії, проведеної в цю точку з кінця діаметра круга кутом α, утвореним лінією АД та віссю абсцис.

Крім того, положення точки D визначається напрямком радіуса круга, проведеного в точку D. Кут

ДСВ нахилу цього радіуса до вісі абсцис, який є зовнішнім по відношенню до рівнобедреного трикутника АСД, дорівнює 2α .Координати точки D легко визначаються геометрично

$$\text{OE} = \sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\cos 2\alpha\,; \qquad (1.6.1)$$

$$\text{ДE} = \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} Sin 2\alpha\,; \qquad (1.6.2)$$

Таким чином, координати будь-якої точки, яка лежить на колі , вказують на величину нормальної і дотичної напруги, що відносяться до перерізу, нахиленому до координатної осі абсцис під кутом α, рівний куту між віссю σ_n та лінією в дану точку з кінця діаметра круга.

Для знаходження нормальної й дотичної напруги на певній ділянці, нахиленій під кутом α_i до координатної осі x, достатньо провести із відповідного кінця діаметра круга (т. А) лінію під цим кутом до діаметра, відмітити точку D та виміряти координати τ та σ_n.

Значення головних напруг також можна визначати за допомогою графіку, побудованого у відносних координатах : $V = \dfrac{z}{b}$ та $d = \dfrac{y}{b}$ (рис.13) :

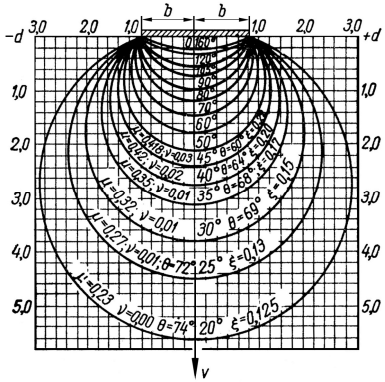

Рис. 11. Графіки для визначення головних напруг

1.7. Тензор напруг

Для будь-якої точки ґрунтового масиву, що знаходиться в рівновазі, рівнодійна напруг, діючих по всіх площадках, що проходять через цю точку, дорівнює нулю.

Якщо вектор напруг нахилений до площадки під певним кутом (не кратним $\frac{\pi}{2}$), то його можна розкласти на дві складові : нормальну, перпендикулярну до площини площадки, і дотичну, що діє в площині площадки.

Розташування точки в товщі ґрунтового масиву визначається за допомогою прямокутної системи координат. Вісь Z направлена вниз, вісь Y - зліва направо, вісь X - перпендикулярно до вісі Y (рис.17).

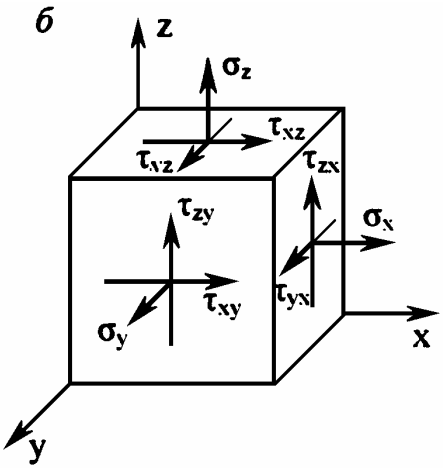

Рис.12. Тензор напруг

Для визначення величини напруг точка замінюється на елементарний паралелепіпед, сторони якого паралельні осям координат.

На кожній грані паралелепіпеда діють три складові повної напруги : одна нормальна і дві дотичні. Нормальні складові напруг позначаються $\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$. Індекси z,y,x вказують, що відповідні нормальні напруги діють на площадках, перпендикулярних до осі, яка позначена цією буквою.

У позначеннях дотичних складових напруг $\tau_{zy}, \tau_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{yx}, \tau_{xy}, \tau_{xz}$ перша буква індексу вказує напрямок нормалі до площадки, на якій діє дотична складова напруг, а друга - напрямок дотичної складової.

Таким чином, на паралелепіпед діє шість нормальних та дванадцять дотичних складових напруг.

Для паралелепіпеда, що знаходиться в рівновазі, напруги на протилежних гранях рівні. Тому для характеристики напруженого стану цього елемента необхідно знати три нормальних і шість дотичних складових повної напруги.

Напружений стан відображається в табличній, матричній формі у вигляді так званого тензора напруг :

$$\sigma = \begin{matrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{matrix} \qquad (1.7.1)$$

Члени рівняння, що мають один буквений індекс, характеризують нормальні напруги, які діють уздовж координатних вісей X, Y, Z, а інші члени з двома буквеними індексами - дотичні напруги, що діють у різних координатних площинах (XY, XZ, YZ).

В умовах рівноваги елементарного паралелепіпеда з гранями, що паралельні координатним вісям, маємо попарні рівності дотичних напруг, які відрізняються тільки послідовністю запису індексів :

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \qquad \tau_{xz} = \tau_{zx} \qquad \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

(1.7.2)

Такі члени тензора називаються симетричними членами, а тензор - симетричним тензором.

У випадку, коли напружений стан визначається в системі координат, у якій осі розташовані по напрямку дії головних напруг, дотичні напруги рівні нулю, нормальні напруги рівні головним напругам і тензор записується в простішому вигляді :

$$\sigma = \begin{matrix} \sigma_x = \sigma_3 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y = \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z = \sigma_1 \end{matrix} \qquad (1.7.3)$$

За допомогою тензора напруг можна легко виразити стан стискання, розтягання та інші.

Так наприклад, стискання або розтягання силою, що створює напругу по напрямку вісі Z, виражається тензором :

$$\sigma = \begin{matrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & +\text{-}\sigma_1 \end{matrix} = \begin{matrix} 0 & 0 & 0 \\ \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & +\text{-}1 \end{matrix} \qquad (1.7.4)$$

1.8. Історія розвитку загальних уявлень про розподіл напруг у ґрунтових масивах

Масив ґрунту, утворений значними товщами нашарувань, представляє собою нескінченно поширений об'єм. Геометричне уявлення про нескінченно поширений об'єм, обмежений однією площиною, яка розділяє весь простір на дві частини, називається напівпростором.

Навантаження, що передається на одну поверхню напівпростору, може мати різний характер.

Напруга, яке створюється спорудою, прикладається, як правило, не до поверхні масиву, а на деякій глибині, що відповідає глибині закладання фундаменту. У цьому випадку ґрунтовий масив можна розглядати як напівпростір, поверхня якого співпадає з рівнем підошви фундаменту та знаходиться під дією нерівномірного навантаження : у межах споруди - значне навантаження від споруди, а на решті поверхні напівпростору - вагою ґрунту, що лежить вище рівня підошви фундаменту (привантаження).

Стале поле напруг може існувати тільки в такому ґрунтовому масиві, у якому деформації закінчилися. Рівновага ґрунтового масиву у сталому полі напруг характеризується стабільністю розміщення ґрунтових часток у масі скелета, що свідчить про відсутність причин для нових змін стану внутрішніх зв'язків. Крім того, у жодній точці напівпростору напруга не досягає граничної величини, що може призвести до порушення внутрішніх зв'язків.

У розвитку уявлень про поле напруг у ґрунтових масивах можна виділити кілька етапів.

Спочатку існувало уявлення про суто місцевий характер осідання ґрунту під навантаженням, тобто

вважалося, що деформування відбувається лише в напрямку дії сили. При цьому напруга в зоні осідання вважалася постійною на будь-якій глибині і рівним навантаженню, що діє на поверхні напівпростору, місцеві деформації вважалися незворотними. Це уявлення вперше було запропоноване в 1798 році Миколою Івановичем Фуксом.

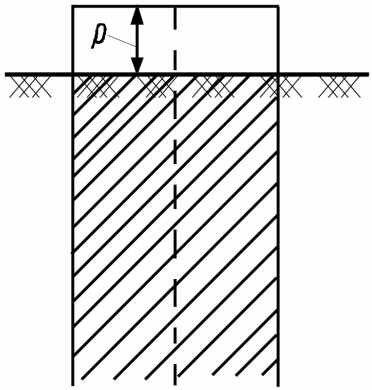

Рис. 13. Розрахункова схема Фукса

Е. Вінклєр вказував на можливість пружного відновлення деформацій, але при збереженні їх суто місцевого характеру.

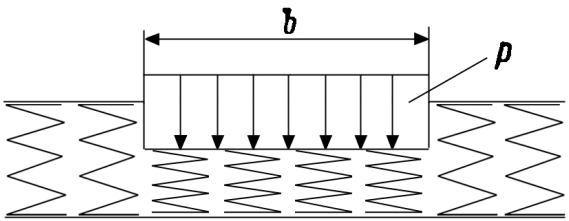

Рис. 14. Розрахункова схема Вінклєра

В.В.Соколовський вказував на обмеженість об'ємів ґрунту, які залучаються до створення опору навантаженню, прикладеному до поверхні напівпростору, та про рівномірний розподіл зусиль на будь-якій горизонтальній площині, проведеній в межах цього об'єму на певній глибині.

Ця ідея була запропонована до сипучих ґрунтів, рівновага яких визначається внутрішнім тертям.

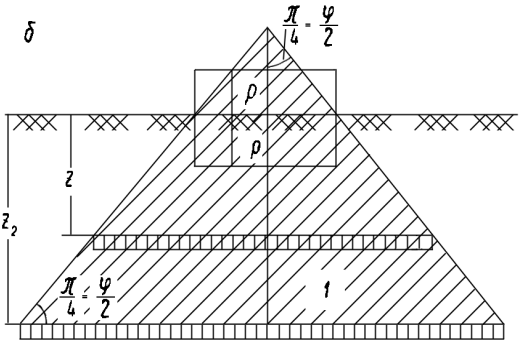

Рис. 15. Розрахункова схема В.В.Соколовського

Ця гіпотеза у своєму елементарному вигляді не отримала експериментального підтвердження, а знайшла застосування тільки в розрахунках, пов'язаних з невеликими навантаженнями.

Пізніше Фішер з цієї гіпотези вилучив теоретично необґрунтовану вимогу рівномірності розподілу напруг по горизонтальних перерізах. Після застосування Кандауровим у 1959 році статистичних закономірностей передачі напруг через контакти мінеральних часток ця гіпотеза стала прийнятною для врахування напруг у незв'язних ґрунтах.

Розвивалися і уявлення про спільність роботи всіх внутрішніх зв'язків, які існують між мінеральними

частками ґрунту в усіх напрямках, що виключає можливість утворення деформацій місцевого характеру та розриву зв'язків. Вважалося, що напруги виникають в усьому об'ємі напівпростору від будь-якого навантаження, прикладеного до його поверхні, а межа зони напруг може бути вказана з певною умовністю.

У тому випадку, коли відбуваються пружні деформації, які лінійно залежать від напруги, можна розглядати задачу вивчення напруженого стану як одну із задач теорії пружності. Розв'язання задачі про величину напруг лінійно-деформованого напівпростору може бути отримане шляхом використання загального зв'язку напруг з пружними деформаціями за законом Гука..

Жозеф Валентин Бусінеск (1842 – 1929), який уперше розв'язав цю задачу (1885), виходив із припущення, що переміщення будь-якої точки напівпростору по напрямку дії сили обернено пропорційне відстані цієї точки від точки прикладання сили. У подальшому більш ґрунтовно такі задачі була розв'язані Фреліхом (1934) .

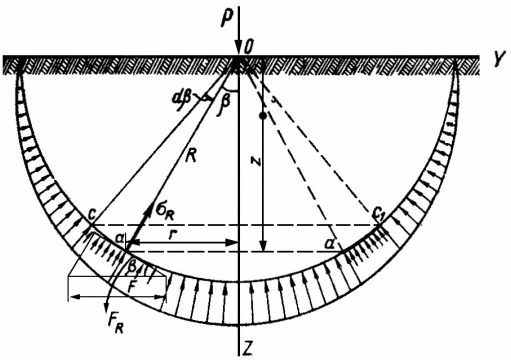

Рис. 16. Розрахункова схема Бусінеска

Напруга від дії сили на поверхні напівпростору в даній розрахунковій схемі розглядається як передача механічної енергії з деякого центру в глибину напівпростору по радіальних променях, які за умови однорідності матеріалу зберігають на своєму шляху прямолінійний напрям.

Довільний промінь, напрям якого визначається кутом β його нахилу до осі Z, є елементарним енергетичним пучком. У перерізах цього енергетичного пучка сферичними поверхнями різних радіусів, окресленими з точки прикладання сили, отримуємо поступове розсіювання елементарного зусилля dP.

Кожний переріз енергетичного пучка може бути охарактеризований площею dF основи елементарного конуса з висотою R та кутом при вершині $d\beta$.

Інтенсивність розподілу елементарного зусилля, що передається даним енергетичним пучком по поверхні dF, складе : $dF = \frac{\pi}{4} R^2 (d\beta)^2$ (1.8.1)

де: σ_R - нормальна напруга на площі, dF, направлена по радіусу напівсферичної поверхні, тобто радіальна напруга.

Абсолютна величина радіальних напруг для різних точок одного сферичного перерізу буде змінюватися в залежності від глибини дослідної точки. Для точок, що знаходяться на поверхні напівпростору ($z = 0$), радіальна напруга дорівнює нулю, найбільша напруга буде в найглибшій точці, що знаходиться безпосередньо в напрямку зовнішньої сили

($\beta = 0$; $z = R$).

У системі полярних координат вираз для радіальної напруги в будь-якій точці напівпростору має вигляд :

$$\sigma_R = \frac{\nu P \cos^{\nu-2}\beta}{2\pi R^2} \qquad (1.8.2)$$

де : ν - показник ступеню впливу радіусу напівсфери (віддалення від точки прикладання сили).

1.9. Визначення стискаючих напруг від зосередженої сили та суми зосереджених сил

Задача про визначення величини напруг від зосередженої сили в прямокутних координатах у межах однорідного лінійно деформованого ґрунтового масиву була розв'язана в 1923 – 1934 роках В. Кирпичьовим та М.О. Цитовичем.

Величина радіальної напруги на площадку, перпендикулярну радіусу, розраховується за формулою :

$$\sigma_R = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi R^2}\cos\beta\,; \qquad (1.9.1)$$

а на площадці, паралельній поверхні напівпростору :

$$\sigma_R^{/} = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{z^2}{R^4}\,; \qquad (1.9.2)$$

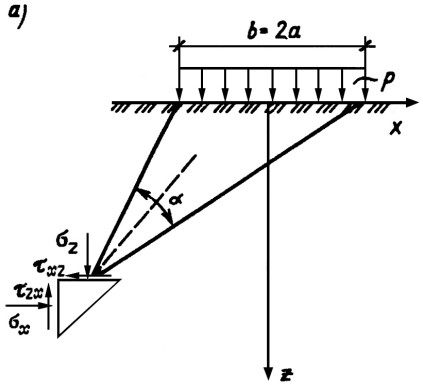

Рис. 17. Розрахункова схема для визначення напруг від дії зосередженої сили за В. Кирпичьовим та М.О. Цитовичем

Після алгебраїчних перетворень отримуємо:

$$\sigma_z = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{z^3}{R^5}; \quad \tau_{zy} = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{yz^2}{R^5}; \quad \tau_{zx} = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{xz^2}{R^5}; \quad (1.9.3)$$

А оскільки :

$$\cos\left(\sigma_R^{/}, z\right) = \frac{z}{R}; \quad \cos\left(\sigma_R^{/}, y\right) = \frac{y}{R}; \quad \cos\left(\sigma_R^{/}, x\right) = \frac{x}{R}, \quad (1.9.4)$$

то величини складових напруг для площадок, паралельних обмежуючій поверхні, остаточно матимуть такий вигляд:

$$\sigma_z = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{z^3}{R^5}; \quad \tau_{zy} = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{yz^2}{R^5}; \quad \tau_{zx} = \frac{3}{2}\frac{P}{\pi}\frac{xz^2}{R^5}; \quad (1.9.5)$$

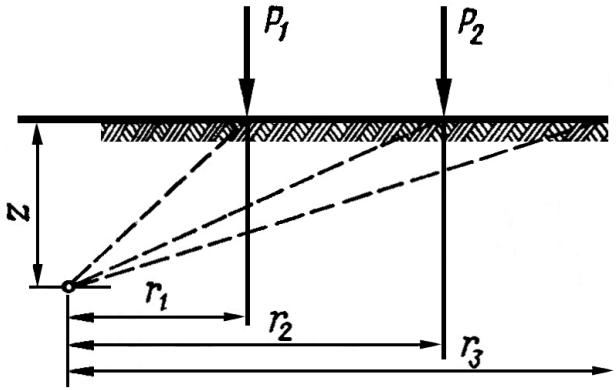

Рис.18. Розрахункова схема для визначення напруг від дії кількох зосереджених сил

Як видно з рисунку 18 розташування точки M визначається координатами z та r.

Беручи до уваги, що : $R = \sqrt{z^2 + r^2} = z\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}$; (1.9.6)

можна отримати : $\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + (r/z)^2\right]^{\frac{5}{2}}} \frac{P}{z^2}$;

або : $\sigma_z = K \frac{P}{z^2}$; (1.9.7)

Для зручності виконання розрахунків складені допоміжні таблиці,за допомогою яких визначається величина коефіцієнта K в залежності від z та r.

Якщо на поверхні масиву діють декілька зосереджених сил P_1, P_2, P_3, тоді стискаючу напругу в будь-якій точці масиву для горизонтальних площадок, паралельних межі напівпростору, може бути знайдена шляхом підсумовування за формулою :

$$\sigma_z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + K \frac{P_3}{z^2}; \qquad (1.9.8)$$

Для визначення стискаючих напруг на ділянках завантаження складної форми, криволінійних обрисів, складених із трикутників тощо користуються способом елементарного підсумовування. При цьому завантажену ділянку поділяють на діляночки таких розмірів, щоб можна було вважати навантаження, які на них припадають, зосередженими в їх центрах ваги.

Результати розрахунків цим способом мають певні похибки в залежності від співвідношення довгої сторони елементу та відстані від центра елемента до точки, у якій визначається стискаюче напруження (до 6 % в сторону завищення величини стискаючого напруження).

Слід зазначити, що спосіб елементарного підсумовування непридатний для визначення головних напруг, а в деяких випадках (у розрахунках впливу на осідання сусідніх фундаментів) необхідно враховувати горизонтальну напругу.

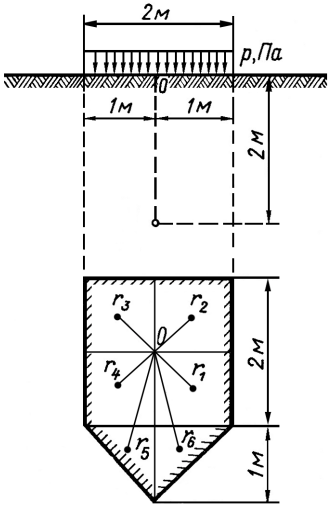

Рис. 19. Розрахункова схема для визначення стискаючих напруг способом елементарного підсумовування

Стискаючу напругу визначають шляхом підсумовування напруг від елементарних завантажених ділянок за формулою :

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{i=n} K_i \frac{P_i}{z^2}; \qquad (1.9.9)$$

де : K_i - табличний коефіцієнт, що залежить від співвідношення проекції на горизонтальну площину відстані від центру ваги елемента до досліджуваної точки та глибини досліджуваної точки.

1.10. Розподіл напруг від власної ваги ґрунтової товщі.

Величина стискаючих напруг від власної ваги ґрунту збільшується з глибиною, оскільки певний шар ґрунту є привантаженим шарами ґрунтів, що залягають вище, горизонтальні напруги залежать від коефіцієнта бічного тиску, який визначається через коефіцієнт Пуассона. Розрахунки напруг у водонасичених шарах ґрунтів виконуються з урахуванням гідростатичного тиску.

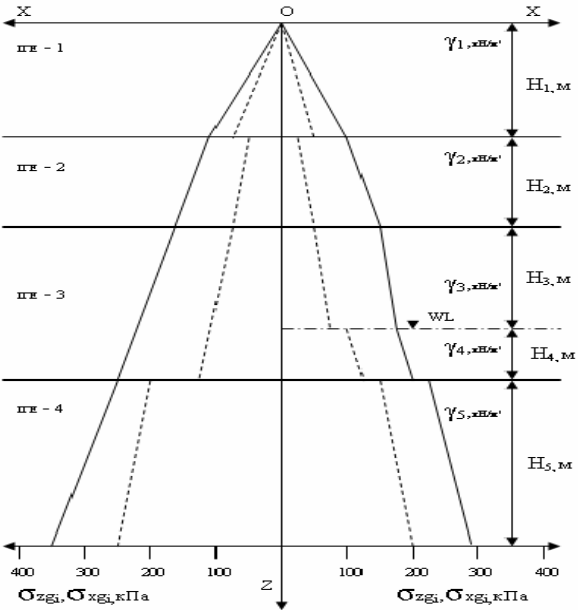

Рис.20. Розрахункова схема для визначення величин вертикальних та горизонтальних напруг від власної ваги грунтової товщі в існуючих природних умовах та після підтоплення

Визначення величин напруг проводяться від рівня денної поверхні для двох випадків: в існуючих природних умовах на будівельному майданчику, коли ґрунтові води на

глибині розвіданої товщі не виявлені; в умовах підтоплення будівельного майданчика (рис. 20).

Для побудови епюри величин вертикальних напруг у ґрунтовій товщі від власної ваги грунту в природних умовах виконується розрахунок вертикальних напружень на межах інженерно-геологічних елементів за формулою:

$$\sigma_{zgi} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i H_i \; ; \qquad (1.10.1)$$

на підошві верхнього ІГЕ : $\sigma_{zg1} = \gamma_1 H_1 =$ (1.10.2)

на підошві другого ІГЕ : $\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 H_2 =$ (1.10.3)

на підошві третього ІГЕ : $\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 H_3 =$ (1.10.4)

на підошві четвертого ІГЕ : $\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_4 H_4 =$ (1.10.5)

Розрахунки величин горизонтальних напруг для даних умов виконуємо за формулою: $\sigma_{zgi} = K_0 \sigma_{zgi}$, де : K_0 - коефіцієнт бічного тиску , $K_0 = \dfrac{\nu}{1-\nu}$; (1.10.6)

Розрахунки величин горизонтальних напруг виконуються для верхньої σ_{xgi} та нижньої σ'_{xgi} меж кожного інженерно-геологічного елемента.

У випадку, коли певний ІГЕ є водотривом, доцільно розділити ІГЕ, де спостерігається рівень грунтових вод на два шари : потужністю $H_3^{/}$ із природною вологістю та потужністю $H_3^{//}$ – у стані водонасичення.

Розрахунки вертикальних напруг у даному випадку виконуємо за формулами :

на рівні ∇ WL : $\sigma_{zgwl} = \sigma_{zg2} + H_3^{/} \gamma_3 =$ (1.10.7)

на підошві третього ІГЕ : $\sigma_{zg3} = \sigma_{zgwl} + H_3^{//}\gamma^{/} =$ (1.10.8)

де: $\gamma^{/}$ - питома вага грунту у виваженому стані

$\gamma^{/} = \gamma_{sat} - \gamma_w$; (1.10.9)

де: γ_{sat} - питома вага водонасиченого грунту ;

γ_w - питома вага води.

на покрівлі четвертого ІГЕ : $\sigma_{zg3}^{/} = \sigma_{zg3} + H_3^{//}\gamma_w$; (1.10.10)

на підошві четвертого ІГЕ : $\sigma_{zg4} = \sigma^{/}_{zg3} + H_4\gamma_4$. (1.10.11)

Розрахунки величин горизонтальних напруг у ґрунтовій товщі в умовах підтоплення нижче рівня грунтових вод виконуємо за формулами :

над рівнем ∇WL : $\sigma_{xgwl} = K_0^{///}\sigma_{zgwl} =$ (1.10.12)

під рівнем ∇WL : $\sigma_{xgwl}^{/} = K_{0.w}^{///}\sigma_{zgwl} =$ (1.10.13)

на підошві третього ІГЕ : $\sigma_{xg3} = K_{0.w}^{///}\sigma_{zg3} + H_3^{//}\gamma_w =$ (1.10.14)

де : $H_3^{//}\gamma_w$ - горизонтальний тиск води на стінку підземної споруди ;

на покрівлі четвертого ІГЕ : $\sigma_{xg3}^{/} = K_0^{/v}\sigma_{zg3}^{/}$; (1.10.15)

на підошві четвертого ІГЕ : $\sigma_{xg4} = K_0^{/v}\sigma_{zg4}^{\cdot}$; (1.10.16)

1.11. Визначення напруженого стану в ґрунтовій товщі при рівномірному навантаженні у випадку плоскої задачі

Умови плоскої задачі матимуть місце у випадках, коли напруги розподіляються головним чином в одній площині, у напрямку перпендикулярному їй вони постійні або дорівнюють нулю. Такі умови характерні для

витягнутих у плані споруд, наприклад, стрічкових та стінових фундаментів, основ підпірних стінок, гребель та подібних споруд.

Плоска задача визначення напруг для лінійно деформованих тіл досить детально розроблена. Використовуючи формули для визначення напруг в лінійно деформованому масиві від погонного навантаження (Фламана) в умовах плоскої задачі шляхом інтегрування напруг від дії елементарних сил, отримують вирази для складових напруг : $\sigma_z = K_z P$; $\sigma_y = K_x P$; $\tau = K_{zy} P$; - де K - табличний коефіцієнт впливу.

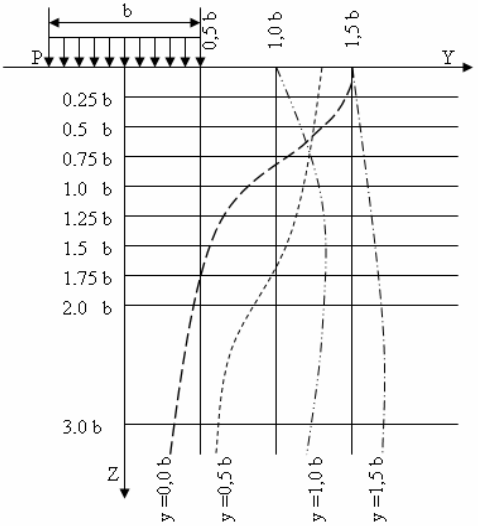

Рис. 21. Розрахункова схема для побудови епюр розподілу стискаючих напруг по вертикальних перерізах.

Значення коефіцієнтів впливу знаходяться в таблиці, складеній М.О.Цитовичем відносно координат:

$$K_z = f(\frac{z}{b}, \frac{y}{b}) . \qquad (1.11.1)$$

Користуючись даними таблиць, можна легко побудувати епюри розподілу напруг (рис. 21), а також лінії однакових стискаючих напруг (ізобари), лінії однакових горизонтальних напруг (розпори) та лінії однакових дотичних напруг (здвиги), які наочно характеризують напружену зону грунтової основи під смужкоподібним навантаженням:

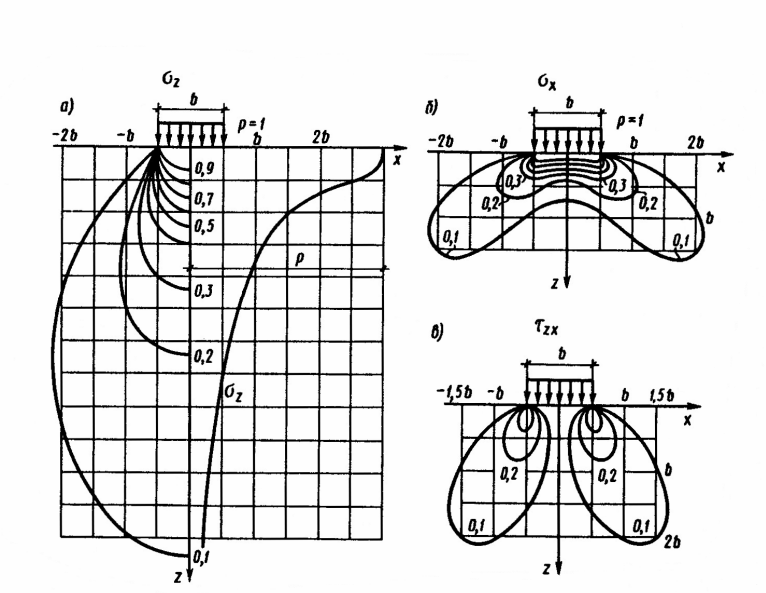

Рис. 22. Лінії рівних вертикальних стискаючих напруг: а - ізобари, б- розпори, в – здвиги в лінійно деформованому ґрунтовому масиві у випадку плоскої задачі

1.12. Визначення напруг від дії навантаження, що змінюється по закону прямої. Трикутне навантаження

Для визначення напруг у ґрунтовій товщі під дією нерівномірного навантаження його умовно розділяють на

прямокутні (рівномірнонавантажені) та трикутні елементи, а потім шляхом підсумовування визначають величину сумарної напруги в дослідній точці ґрунтової основи.

Визначення величин напруг у ґрунтовій товщі під дією нерівномірного трикутного навантаження як одного з варіантів навантаження, що змінюється за законом прямої, можна виконати такими способами :

а) розрахунковим за формулами, наприклад для стискаючої напруги : $\sigma_z = \frac{P}{2\pi}\left(\frac{2y}{b}\cdot\alpha - Sin2\beta^{/}\right)$; (1.12.1)

де: α - кут бачення, β - кут між променем на ближній край фундаменту і вертикаллю (рис. 23). Для дослідних точок ці кути або вимірюються, або розраховуються через арктангенси співвідношення катетів відповідних трикутників.

причому α підставляється у формулу в радіанах.

При перерахунках використовуючи такі співвідношення :

$$1^0 = \frac{2\pi}{360^0} = \frac{\pi}{180^0} = 0{,}017453\,рад.;$$

$$1рад. = \frac{360^0}{2\pi} = \frac{180^0}{\pi} = 57^0 17^{/} 48^{//}.$$

б) за допомогою коефіцієнтів впливу з таблиці, складеної М.О. Цитовичем для трикутного навантаження :

$$\sigma_z = K_z P; \quad \sigma_y = K_x P; \quad \tau = K_{zy} P;$$

в) за номограмою Остерберга.

При використанні номограми Остерберга розрахунок напруг у дослідних точках виконується за формулою:

$$\sigma_i = I_i \cdot P, \qquad (1.12.2)$$

де : I - коефіцієнт впливу, що визначається за допомогою номограми як функція відносних координат $\left(\frac{a}{z}, \frac{b^{/}}{z}\right)$,

де: - a - довжина трикутної епюри навантаження,

$b^{/}$ - довжина прямокутної епюри навантаження,

z - глибина дослідної точки.

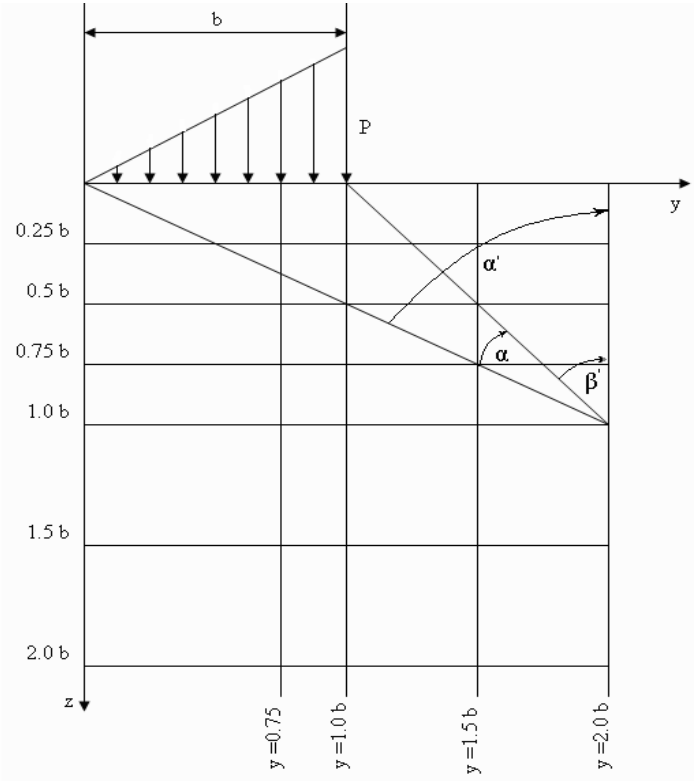

Рис.23. Розрахункова схема для визначення стискаючих напруг в ґрунтовій товщі під дією нерівномірного трикутного навантаження

Величина *I* визначається як алгебраїчна сума коефіцієнтів, що відповідають навантаженню зліва та справа від вертикального перерізу, який проходить через дослідну точку.

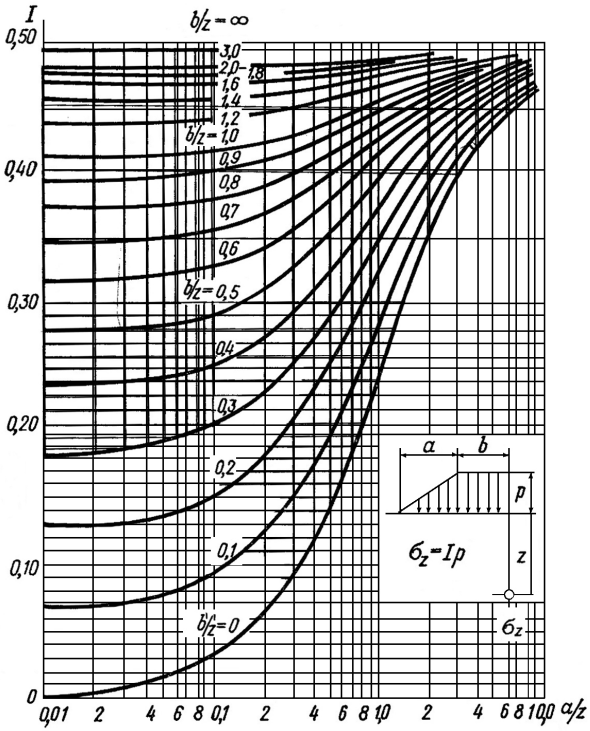

Рис.24. Номограма Остерберга.

1.13.Дія рівномірно розподіленого завантаження у випадку просторової задачі

На сьогодні строге рішення цієї задачі отримане лише для прямокутної ділянки завантаження, деформації

якої відповідають деформаціям поверхні лінійно деформованого напівпростору, тобто для умов вельми гнучкого передавання навантаження на грунтову основу.

Визначення стискаючих напруг під прямокутною ділянкою завантаження виконується за методом кутових точок (рис. 25), який дозволяє дуже швидко розрахувати стискаючі напруги для точок, що знаходяться на вертикалі під центром та кутами завантаженого прямокутника зі сторонами l та b, які називаються кутовими.

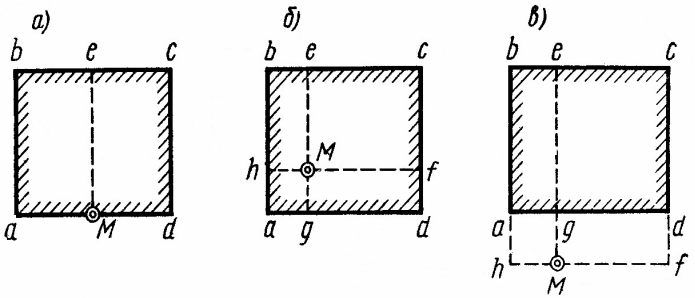

Рис.25. Розрахункові схеми для визначення напруг під прямокутною ділянкою рівномірного завантаження методом кутових точок: а) дослідна точка розташована на межі прямокутника завантаження; б) в межах; в) за межами.

Величина стискаючої напруги в дослідній точці (для горизонтальних рівнів, паралельних плоскій межі грунтового простору) дорівнює алгебраїчній сумі напруг від прямокутних площин завантаження, для яких ця точка є кутовою.

У розрахунках стискаючих напруг для будь-якої точки простору ґрунтової основи використовуються кутові коефіцієнти K_o та K_c .

Під центром завантаженого прямокутника максимальна стискаюча напруга розраховується за формулою :

$$\max \sigma_{z_0} = K_0 P \quad ; \qquad (1.13.1)$$

а для точок під кутом завантаженого прямокутника :

$$\sigma_{z_c} = K_c P \, ; \qquad (1.3.2)$$

де: K_0 та K_c - коефіцієнти з таблиці 2 $[16]$;

P - інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження.

Значення коефіцієнтів K_0, K_c залежать від відносної глибини $\beta_0 = \dfrac{2z}{b_0}$ або $\beta_c = \dfrac{z}{b}$ та співвідношення сторін прямокутної площини завантаження $\alpha = \dfrac{l}{b}$;

$$K_0 = f(\beta_0, \alpha_0); \;\; K_0 = f(\frac{2z}{b_0}; \frac{l_0}{b_0}) \; ; \qquad (1.13.3)$$

$$K_c = \frac{1}{4} f^1(\beta_c, \alpha) \; ; \;\; K_c = \frac{1}{4} f^1(\frac{z}{b}; \frac{l}{b}) \; ; \qquad (1.13.4)$$

Якщо точка знаходиться за межами прямокутника зовнішнього навантаження, величина напруги визначається як алгебраїчна сума кутових напруг чотирьох прямокутників завантаження $П_i$ (у тому числі $П_{1+3}, П_{2+4}, П_3, П_4$), наприклад:

$$\sigma_z = (K_{(1+3)c} + K_{(2+4)c} - K_{3c} - K_{4c})P \, ; \qquad (1.13.5)$$

або інші варіанти алгебраїчних сум, які залежать від місцеположення дослідної точки.

1.14. Розподіл напруг по підошві споруди (контактна задача)

Питання про розподіл тисків по підошві фундаменту споруди має велике практичне значення, особливо для гнучких фундаментів, які розраховуються на вигинання.

Якщо відомий реактивний тиск по підошві фундаменту, який називається контактним, то можна легко розрахувати вигинаючі моменти фундаментної балки.

Раніше була розглянута дія на ґрунтову основу розподіленого навантаження, що передавалося через нежорстке тіло (ґрунтова насип тощо). Але більшість фундаментів мають певну жорсткість. Тому важливо враховувати вплив жорсткості фундаменту на розподіл контактних тисків та тисків у межах грунтової основи.

Базовим рівнянням для вирішення такої задачі є формула Бусінеска для вертикальної деформації лінійно деформованого напівпростору залежно від дії зосередженої сили :

$$W_z = \frac{P}{\pi C_0 R};$$

(1.14.1)

де: $C_0 = E_0 / 1 - \mu_0^2$ - коефіцієнт лінійно-деформованого напівпростору

Якщо фундамент є абсолютно жорстким, то всі точки площі його підошви матимуть при центральному навантаженні однакову вертикальну деформацію. Таким чином, умовою абсолютної жорсткості фундаменту є :

$$W_z = const.$$

Рішення цього рівняння для круглої площі підошви при центральному навантаженні абсолютно жорсткого

фундаменту має такий вигляд :

$$P_{xy} = \frac{P_m}{2\sqrt{1-\left(\frac{\rho}{r}\right)^2}};$$

(1.14.2)

де: ρ - відстань від центру підошви до дослідної точки;

r - радіус підошви фундаменту.

Для випадку плоскої задачі : $P_{xy} = \dfrac{2P_m}{\pi\sqrt{1-\left(\frac{y}{b_1}\right)^2}}$;

(1.14.3)

де: y - відстань від середини підошви до дослідної точки;

b_1 - напівширина фундаменту.

Якщо накреслити епюру розподілу контактних тисків, то для абсолютно жорстких фундаментів на лінійно деформованому напівпростору матимемо сідловидну епюру з нескінченно великими тисками по краях (рис. 26):

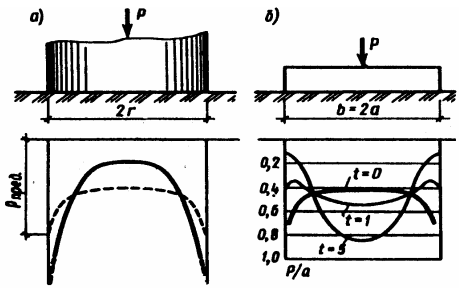

Рис.26. Розрахункові схеми для визначення напруг по підошві завантаженого штампу

Але , як показує практика та рішення з урахуванням повзучості скелета та збільшенням модулю деформації з глибиною, ці епюри мають вигляд більш пологих кривих і

біля країв фундаменту тиск не буде більшим, ніж межа несучої здатності.

Концентрація тисків біля країв жорстких фундаментів впливає на розподіл напруг у ґрунтовій основі лише на незначній глибині від підошви (рис. 27), а загальний розподіл напруг змінюється незначно, унаслідок чого загальне осідання фундаменту мало залежить від жорсткості фундаменту, хоча осідання абсолютно жорстких фундаментів

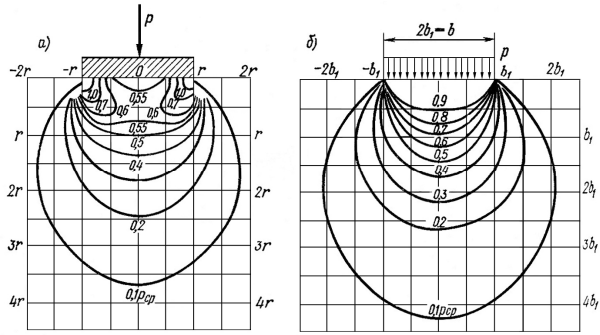

Рис. 27. Ізобари напружень в грунтовій основі при навантаженні від споруди з жорстким фундаментом (а) та з гнучким фундаментом (б).

$$\Gamma \approx 10\frac{E_0 l^3}{E_1 h_1^3}; \qquad (1.14.4)$$

де: E_0 - модуль деформації ґрунту; E_1 - жорсткість фундаментної балки; l - напівдовжина балки; h_1 - висота прямокутної фундаментної балки.

Необхідно зазначити, що розподіл контактних тисків по підошві фундаментів залежить не тільки від гнучкості фундаментів, але і від глибини закладання, величини зовнішнього навантаження, що обумовлює розвиток пластичних деформацій у ґрунтовій основі, а отже, і від величини показників механічних властивостей ґрунту.

Розділ 2. Міцність ґрунтів.

2.1 Механічні процеси в ґрунтах.

Механічні процеси, що виникають в ґрунтах під дією місцевого поступово зростаючого навантаження, мають свої особливості. Прикладаючи на поверхні ґрунту через жорсткий штамп обмежених розмірів навантаження і весь час спостерігаючи за осіданням штампа, можна дійти до висновку, що механічні процеси будуть значно складнішими, ніж компресійні стискання, при яких відбуваються лише затухаючі деформації, оскільки будь-який елемент ґрунту в компресійному приладі зазнає лише нормальних напруг без можливості бічного розширення.

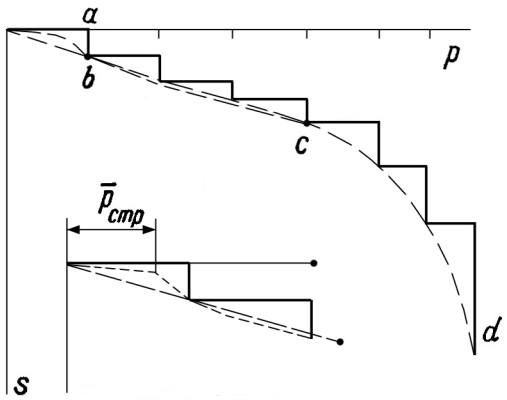

Рис. 28. Графік залежності деформацій ґрунту під дією на його поверхню місцевого поступово зростаючого навантаження.

Під дією місцевого навантаження довільно виділений елемент ґрунту зазнає крім нормальних і дотичні напруження, які при досяганні певної величини можуть викликати появу місцевих незворотних сковзань. Тому при дії місцевого навантаження можуть мати місце як затухаючі деформації ущільнення, так і незатухаючі

деформації здвигу, що переходять за відповідних умов у пластичну течію та випирання.

На рисунку 28 наведено типовий графік залежності деформацій ґрунту під дією на його поверхню місцевого поступово зростаючого навантаження.

Якщо ступені навантаження незначні і грунт має зв'язність, то перші ділянки на кривій деформації будуть майже горизонтальні, тобто поки не буде перевершена структурна міцність, грунт буде зазнавати тільки незначних пружних деформацій, а осідання штампу буде повністю відновлюватися при розвантаженні.

При подальших ступенях навантаження (або навіть при першій, коли буде перевершена структурна міцність ґрунту) виникає ущільнення ґрунту під навантаженням, тобто зменшення пористості ґрунту в певній ділянці.

2.2 Фази напруженого стану

Перша фаза напруженого стану ґрунту має назву фази ущільнення. У такому стані грунт набуває щільнішої структури і осідання фундаментів споруд буде незначним. Залежність між загальними деформаціями та стискаючою напругою з певною точністю прийнято вважати лінійною.

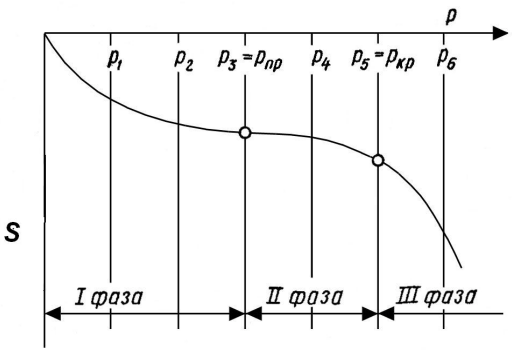

Рис. 29. Фази напруженого стану ґрунту

Ущільнення ґрунту під навантаженням може продовжуватися ще при декількох ступенях навантаження, але при досягненні її певної величини виникає все більше сковзань (здвигів) між частками ґрунту, оскільки в окремих місцях опір здвигу долається і формуються окремі площини ковзання та зони зрушень.

Закінчення фази ущільнення і початок утворення зон здвигів біля країв площі завантаження відповідає початковому критичному навантаженню на грунт в даних умовах.

При подальшому збільшенні навантаження наступає друга фаза - фаза здвигів, що переходить (в залежності від граничних умов і величини навантаження) у пластичну або прогресуючу течію, випирання, осідання та інші недопустимі деформації ґрунтових основ будівель. Залежність між деформаціями та напругами в цій фазі є нелінійною.

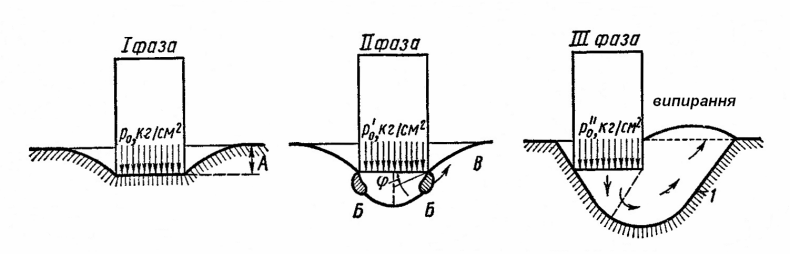

Рис. 30. Формування жорсткого ядра і випирання грунту

Важливо підкреслити, що на межі першої і другої фаз безпосередньо під штампом починає формуватися жорстке ядро обмежених зміщень часток ґрунту, яке в подальшому розтискає грунт в сторони і обумовлює значне осідання штампа. Це ядро повністю виформовується

при досяганні ґрунтом його максимальної несучої здатності, після чого залишається незмінним при зануренні в ґрунтову основу.

Форма поверхні ковзання, по якій відбувається випирання
при досягненні граничної несучої здатності ґрунту, залежить від ширини й глибини закладання фундаментів, а також від стану і властивостей гркнтів. Можна виділити кілька основних випадків з характерними поверхнями ковзання :

а). Фундаменти неглибокого закладання ($\frac{d}{b} < 0.5$), для яких при граничному навантаженні на грунт характерне випирання ґрунту (рис. 31).

б). Фундаменти середньої глибини закладання ($\frac{d}{b} = 0.5 - 2$), для яких при граничному навантаженні також спостерігається випирання, але оконтурюючи крива поверхонь сковзання має S - подібні обриси.

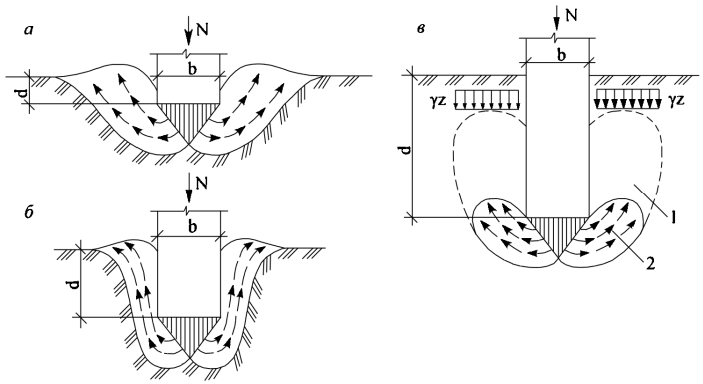

Рис.31. Основні випадки з характерними обрисами випирання грунту

в). Фундаменти глибокого закладання ($\frac{d}{b} = 2 - 4$), для яких при досяганні граничного навантаження випирання не спостерігається, але зона граничних здвигів досягає площини підошви фундаменту, деформуючи масив ґрунту, що розташований біля бічних стінок фундаменту.

Деформації ґрунтів у першій фазі - фазі ущільнення - завжди затухаючі, у другій фазі - фазі здвигів - вони, як правило, незатухаючі і являють собою результати ряду ковзань.

2.3 Теорія граничного напруженого стану ґрунтів

Граничний напружений стан ґрунту в даній точці відповідає такому напруженому стану, коли найменша додаткова силова дія порушує існуючу рівновагу та приводить грунт у нестійкий стан. У масиві ґрунту виникають поверхні ковзання, розриви, порушується міцність зв'язків часток та агрегатів.

Такий напружений стан ґрунтів слід розглядати як зовсім недопустимий при зведенні на них споруд.

Тому для практики дуже важливо вміти оцінювати максимально можливе навантаження на грунт, при якому він ще буде знаходитися в рівновазі.

Питання міцності (несучої здатності), стійкості і тиску ґрунтів на огорожі є окремими задачами загальної теорії граничної рівноваги, початок вирішення яких закладені в працях Ш.Кулона, Л.Прандтля, і лише у сорокових та п'ятидесятих роках 20 ст. Соколовським, Голушкевичем, Березанцевим розроблені загальні ефективні методи вирішення рівнянь граничної рівноваги (сформульовані Кеттером).

2.4 Критичні навантаження на ґрунт

За умов зростання місцевого навантаження на грунт при тисках більших структурної міцності виділяються два види критичних навантажень :

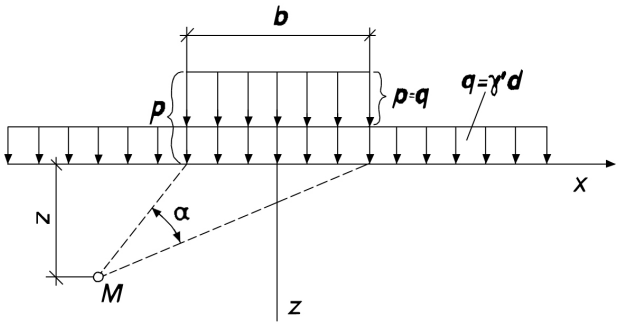

Рис.32. Розрахункова схема для визначення початкового критичного навантаження

1 - ***початкове критичне навантаження***, що відповідає початку виникнення в ґрунті зон здвигів і закінчення фази ущільнення, коли під краєм навантаження між дотичними і нормальними напругами виникає співвідношення, що приводять грунт у граничний напружений стан (рис.32):

Завдання у визначенні такого навантаження, при якому зони граничної рівноваги тільки зароджуються під навантаженою поверхнею, уперше було вирішене проф. Пузиревським (1929) :

$$P_{поч.крит.} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \; ; \qquad (2.4.1)$$

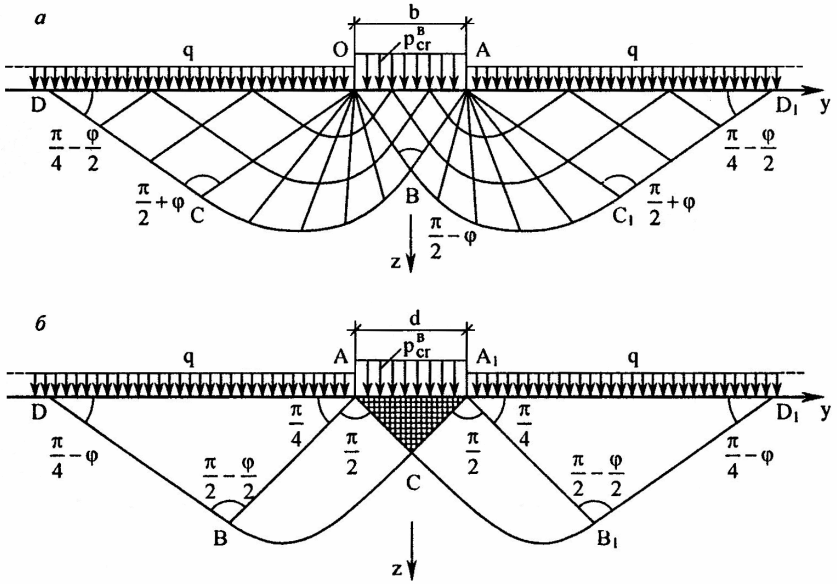

Рис. 33. Розрахункові схеми для визначення граничного критичного навантаження

2 - ***граничне критичне навантаження***, при якому під навантаженою поверхнею виформовуються суцільні області граничної рівноваги, грунт приходить у нестійкий стан і повністю вичерпується його несуча здатність (рис.33).

Уперше вирішення цієї задачі отримали Прандтль та Рейснер (1920-1921) для смужкоподібного гнучкого фундаменту. Пізніше вирішення цієї задачі для різних фундаментів, ґрунтових умов, напрямку прикладання навантаження отримали Терцагі, Березанцев, Ільшинський, Строганов, Соколовський та інші.

На сьогодні існує багато способів розрахунку відповідно до особливостей грунтової основи та будівлі, так, наприклад, при проектуванні будівель на фундаментах неглибокого

закладання згідно з ДБН В.2.1-10-2009 розрахунковий опір визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b\gamma_{11} + M_q d_1 \gamma_{11}^{'} + \left(M_q - 1\right) d_b \gamma_{11}^{'} + M_c c_{11}\right]; \quad (2.4.2)$$

де: - M_y; M_q; M_c - табличні коефіцієнти, що приймаються в залежності від кута внутрішнього тертя грунту φ_i; b - ширина підошви фундаменту; γ_{11} -питома вага грунтів; c_{11} - питоме зчеплення; d - глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд.

2.5 Стійкості ґрунтових основ споруд.

Ґрунтова основа й побудована на ній споруда є складною системою, надійність роботи якої залежить від ряду ***факторів.***

Надійністю системи «споруда - ґрунтова» основа є здатність нормального функціонування протягом експлуатаційного періоду при заданому технологічному режимі роботи споруди. Система «споруда - основа» може бути уявлена у вигляді трьох послідовно з'єднаних елементів : ґрунтова основа, фундамент і надземна конструкція.

При оцінці стійкості споруди безпосереднє практичне значення має схема передачі навантаження, що залежить від конструкції споруди, величина навантаження на колону чи на 1 м^2 фундаменту. І якщо навантаження від споруди й обладнання більш-менш постійні, то сама споруда з часом змінюється : відбувається поступова й незворотна зміна властивостей будівельних матеріалів у результаті старіння, корозії, тощо.

Визначальними параметрами фундаменту є їх тип (жорсткий, гнучкий), геометричні розміри, форма, а також міцність матеріалу. У процесі експлуатації споруди

найбільше змінюється матеріал фундаментів у результаті коливань температури й режиму вологи під впливом агресивних промислових стоків, тощо.

Найбільш приховані й некеровані зміни в процесі будівництва та експлуатації споруд відбуваються з ґрунтами основи. При оцінці стійкості споруд важливе значення набувають процеси, що приводять до погіршення властивостей ґрунтів, зменшення міцності й збільшення деформативності, що веде до зростання абсолютних та відносних деформацій, а інколи й руйнування ґрунтових основ і споруд.

Головними причинами невдалого проектування будівель і споруд є недостатність інформації про інженерно-геологічні умови території, відсутність прогнозу змін ситуації в результаті будівництва, спрощення схем і методів розрахунку, їх невідповідність реальним умовам .

При виборі розрахункової схеми важливе значення має встановлення виду залежності між виникаючими в результаті будівництва напруженнями і деформаціями в ґрунтовій основі. Успіх виконання кількісних прогнозів залежить також від достовірності показників фізико-механічних властивостей ґрунтів і врахування їх змін з часом.

Ґрунти в залежності від типу, фізичного стану й структурної міцності мають різну здатність до розвитку деформацій. Численні експериментальні досліди показують, що при певних навантаженнях, коли починається стадія здвигів, під фундаментом утворюється ущільнене ядро, що має форму клина. Основою ядра є фундамент на всю ширину, а бокові сторони утворені кривими ковзання, які проходять через краї фундаменту.

Стійкість споруди залежить від типу, розмірів і заглиблення фундаментів, а також від інтенсивності прокладання навантаження. Збільшення розмірів фундаментів та їх заглиблення призводить до зменшення

ймовірності випирання ґрунтової основи і підвищення стійкості споруди. Швидке зростання додаткового тиску від споруди приводить до зменшення величини руйнуючого навантаження, повільне зростання тиску - до його підвищення.

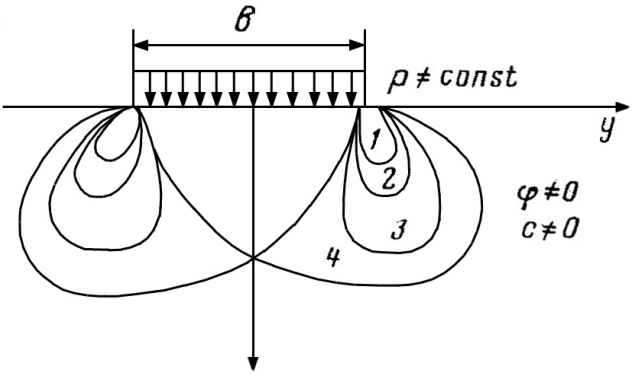

Рис. 34. Характер розвитку зон граничної рівноваги при збільшенні навантаження. 1,2,3,4 - обриси зон граничної рівноваги при зростанні навантаження від споруди

Під дією дотичних напружень у ґрунтовій основі виникають місцеві зони руйнування, які при підвищенні тиску від споруди збільшуються в розмірах і формують поверхню ковзання.

Знання розмірів ***зон граничної рівноваги***, де відбувається руйнування в ґрунтовій основі, дозволяє :

- оцінити можливість застосування теорії лінійно-деформованого середовища для розрахунку стійкості основи споруди ;
- розрахувати стійкість ґрунтової основи та визначити реальні шляхи її підвищення.

Вважається, що моделлю лінійно-деформованого середовища можна користуватися у випадку, коли глибина

зони граничної рівноваги не перевищує $\frac{1}{4}$ ширини фундаменту (рис.34).

При розрахунках розмірів зон граничної рівноваги (пластичних деформацій) перш за все треба визначити глибину їх розвитку шляхом співставлення максимальних кутів відхилення $\theta_{\max}$ з кутами внутрішнього тертя φ, які змінюються в межах ґрунтової основи.

Межі зони граничної рівноваги можна відслідкувати виходячи із таких залежностей :

- при $\varphi > \theta_{\max}$ ($\tau_\alpha > \tau_{\theta_{\max}}$) - гранична рівновага не спостерігається ;
- при $\varphi = \theta_{\max}$ ($\tau_\alpha = \tau_{\theta_{\max}}$) - спостерігається стан граничної рівноваги ;
- при $\varphi < \theta_{\max}$ ($\tau_\alpha < \tau_{\theta_{\max}}$) - спостерігається руйнування ґрунтів.

Контури зони граничної рівноваги (рис.35) можна знайти і шляхом розв'язання рівняння для знаходження граничної лінії зони рівноваги, яке базується на теорії пружності

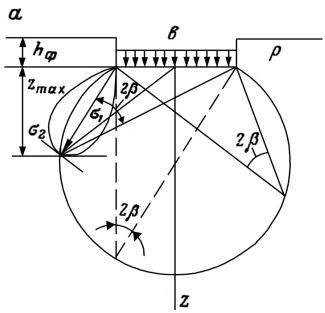

Рис.35. Розрахункова схема для визначення контурів зони граничної рівноваги.

Найбільша потужність зони граничної рівноваги ($z_{\max}$) при умові $2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi$ визначається за рівнянням :

$$z_{\max} = \frac{P - \gamma' h_ф}{\pi\gamma}\left[ctg\varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)\right] - \frac{c}{\gamma \cdot tg\varphi} - h_ф \frac{\gamma'}{\gamma}; \qquad (2.5.1)$$

де : γ', γ - питома вага ґрунту вище та нижче підошви фундаменту; P - додаткове навантаження від споруди ; 2β - кут бачення.

2.6. Стійкість схилів та укосів

Переміщення ґрунтових мас на схилах і укосах є наслідком порушення рівноваги утримуючих і зсувних сил(рис.36-37).

Найчастіше головними причинами утворення зсувів є:

- збільшення крутизни схилу чи укосу при підрізанні їх, підробці та вимиванні;
- послаблення міцності порід унаслідок зміни фізичного стану при зволоженні, набуханні, розпушуванні, вивітрюванні, зміні природного складу;
- дія гідростатичних та гідродинамічних сил на гірські породи, що призводить до розвитку фільтраційних деформацій: суфозії, випирання, переходу в пливунний стан;
- зміни напруженого стану гірських порід у бортах річкових долин, бортах кар'єрів тощо;
- зовнішні дії: завантаження схилу, динамічні й сейсмічні коливання тощо.

Крім конкретних причин порушення рівноваги мас гірських порід на схилах, утворенню і розвитку зсувів сприяють певні природні й штучні умови, а саме:

- кліматичні особливості району;
- гідрологічний режим водоймищ та річок;
- рельєф місцевості;

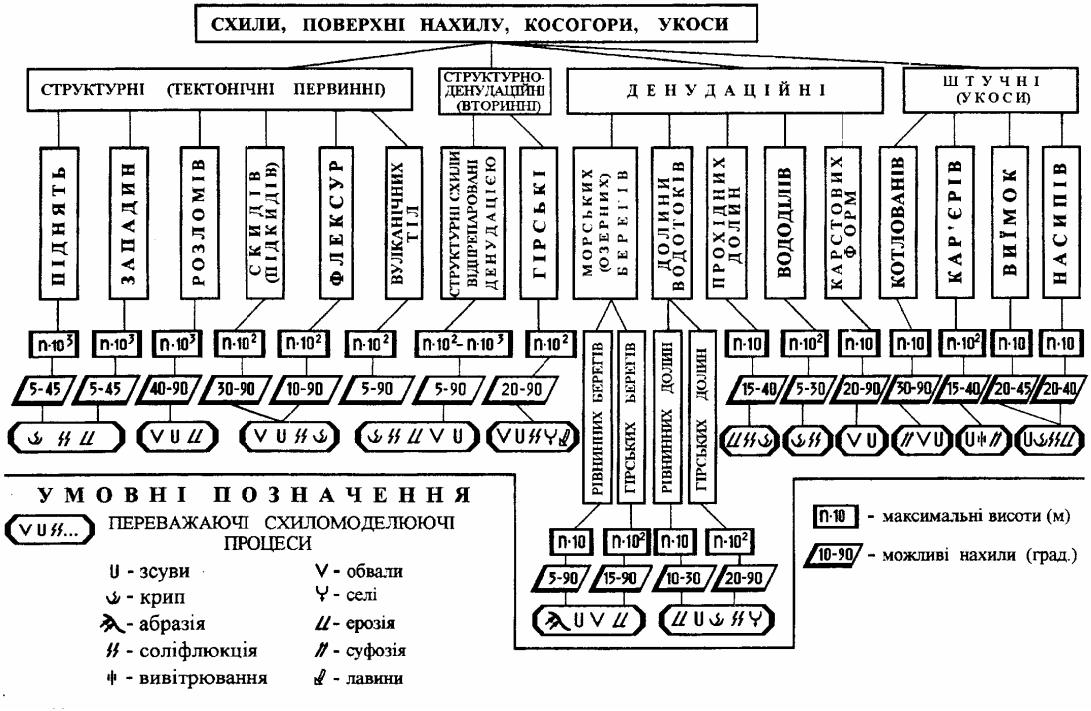

Рис.36. Схема класифікації схилів.

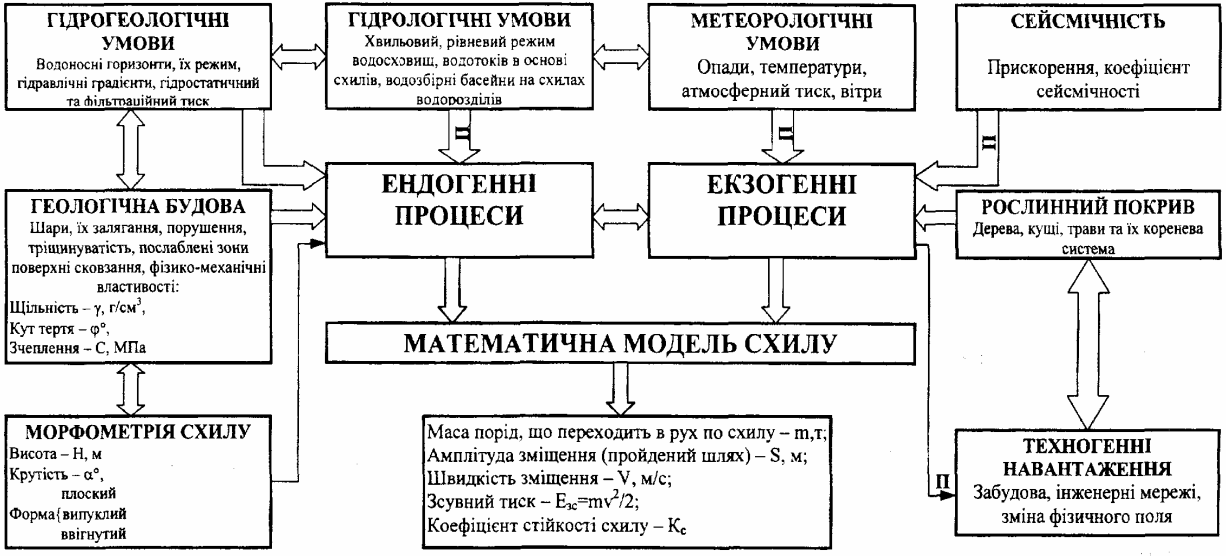

Рис.37.Схема математичної моделі для оцінки стійкості схилів і ризику зсувів.
П – можливість виникнення провокуючих зсуи подій

- геологічна будова схилів та укосів;
- сучасні та новітні тектонічні рухи й сейсмічні явища;
- гідрогеологічні умови району;
- розвиток супутніх екзогенних процесів та явищ;
- особливості фізико-механічних властивостей гірських порід;
- інженерна діяльність людини.

У практиці проектування найчастіше звертаються до розрахункустійкості схилів та укосів за методами круглоциліндричної поверхні ковзання (для асеквентних зсувів), за методом горизонтальних сил Маслова-Берера та графоаналітичним методом F_p (для консеквентних та інсеквентних зсувів).

Одним із методів розрахунку стійкості схилів та укосів при зсувах по круглоциліндричних поверхнях, є метод , запропонований В.Філленіусом і К.Терцагі. Особливістю розрахункової схеми, яка відповідає цьому методу, є припущення, що стан граничної рівноваги спостерігається тільки в точках вздовж поверхні ковзання, а тіло зсуву є жорстким недеформованим тілом (рис.38).

Положення найбільш напруженої поверхні ковзання встановлювалося шляхом підбору при проведенні багаторазових розрахунків для ймовірних випадків розташування центру поверхні ковзання.

Умовою рівноваги потенційного тіла зсуву є рівність сум моментів утримуючих та зсувних сил : $\sum M_{утр} = \sum M_{зс}$;

У стані граничної рівноваги коефіцієнт стійкості дорівнює одиниці, тобто :

$$K_{ст} = \frac{\sum M_{утр}}{\sum M_{зс}} = \frac{R\sum N_i tg\varphi + cLR}{R\sum T_i} = \frac{\sum (P_i \cos\alpha_i tg\varphi_i + c_i l_i)}{\sum P_i \sin\alpha_i} \quad ; \quad (2.6.1)$$

Положення центру обертання найнебезпечнішої поверхні ковзання можна визначати зручнішим способом, а саме за графіком Янбу (рис.39):

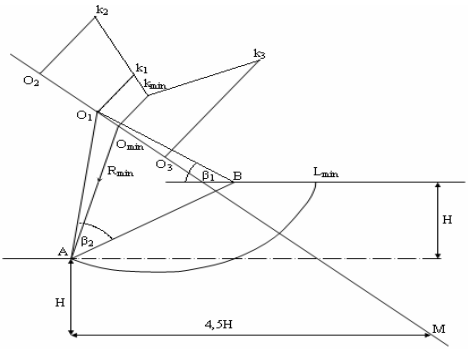

Рис. 38. Розрахункова схема для визначення поверхні ковзання зсуву.

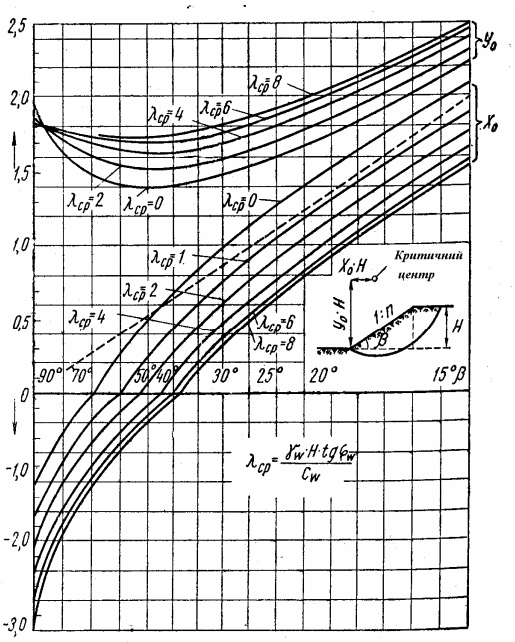

Рис.39. Графік Янбу для визначення центру обертання поверхні ковзання.

У випадку, коли сповзання ґрунту часто відбувається по фіксованій поверхні ковзання, для визначення ступеня стійкості укосу найбільш виправданим є метод горизонтальних сил Маслова-Берера.

Сутність методу полягає у визначенні активного тиску ґрунту в межах того чи іншого блоку на підпірну стінку з вертикальною задньою межею і з поверхнею ковзання, що нахилена до горизонту під кутом α (рис.40):

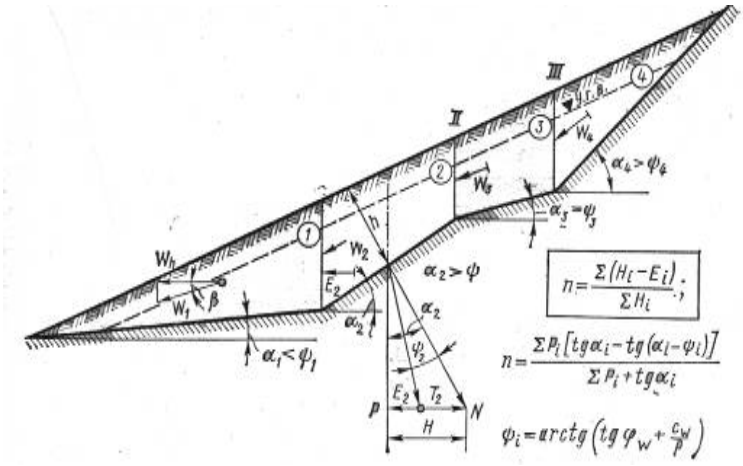

Рис. 40. Розрахункова схема для визначення ступеня стійкості схилу методом горизонтальних сил Маслова-Берера

Коефіцієнт запасу за цим методом визначається формулою:

$$k_{зап} = \frac{\sum P_i \left[tg\alpha_i - tg\ (\alpha_i - \psi_i) \right]}{\sum P_i tg\alpha_i} \quad ; \qquad (2.6.2)$$

де: P_i - вага блоку; α_i - кут нахилу площини ковзання цього блоку до горизонту; ψ_i - кут здвигу грунту при навантаженні, що дорівнює вазі блоку.

Серед багатьох методів оцінки стійкості схилів та укосів широко застосовується графоаналітичний метод F_p, запропонований М.М.Масловим у 1949 році і перевірений практикою інженерно-геологічних розрахунків, за яким оцінюється не тільки ступінь стійкості схилу або відкосу, але і міцність гірських порід у найслабкіших зонах.

Критерієм міцності порід у схилах та відкосах при використанні цього методу є величина кута опору зсуву ψ_i, значення якого можна розрахувати за формулою :

$$tg\psi_i = F_p = tg\varphi + \frac{c}{\sigma_z}, \qquad (2.6.3)$$

Розрахункова схема має такий вигляд (рис.41):

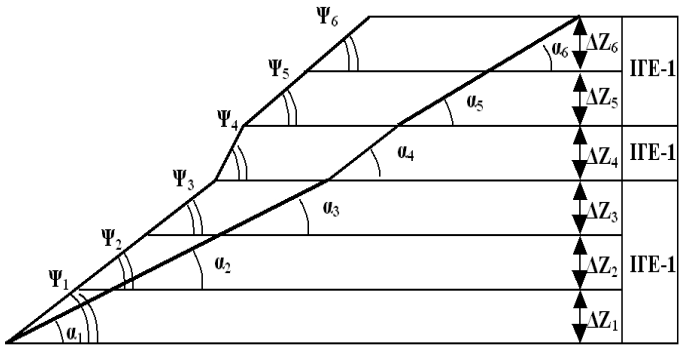

Рис. 41. Розрахункова схема для побудови обрисів рівностійкого відкосу та відкосу з певним коефіцієнтом запасу стійкості графоаналітичним методом F_p

При проектуванні обрисів схилу графоаналітичним методом можна вибрати кілька варіантів з певнимикоефіцієнтами стійкості за формулою: $\alpha_i = arctg\left(\frac{tg\psi_i}{\kappa_{зап}}\right)$;

(2.6.4)

2.7. Врахування впливу гідродинамічних і гідростатичних сил

Підземні води в більшості випадків мають визначальний вплив на стійкість схилів та укосів. Він виявляється в розвитку гідростатичного виважування та гідродинамічного тиску, а також у погіршенні показників фізико-механічних властивостей ґрунтів. Ці сили необхідно враховувати при розрахунках стійкості схилів по найімовірніших поверхнях ковзання, а також при побудові обрисів схилу з певним коефіцієнтом запасу стійкості на основі теорії граничної рівноваги.

При розрахунку стійкості схилів гідростатичний тиск, направлений вертикально та гідродинамічний тиск, направлений паралельно до ліній руху води, по своїй суті є об‘ємними силами й розглядаються як контурні. Результуюча сила гідростатичного та гідродинамічного тиску направлена по нормалі до поверхні ковзання. Розрахункова схема матиме такий вигляд (рис.42):

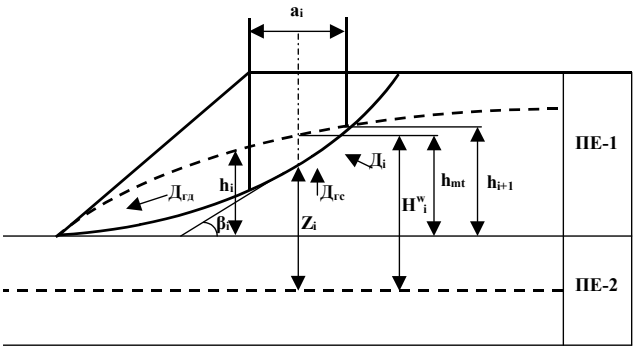

Рис.42. Розрахункова схема для визначення величини гідростатичного, гідродинамічного тиску та результуючої об'ємної сили

Гідростатичний тиск визначається в межах кожного розрахункового блоку зсувного тіла за формулою:

$$D_{ГС} = \gamma_w \cdot V_i \; ; \qquad (2.7.1)$$

де γ_w – питома вага води;

V_i – об‘єм частини виділеного блоку нижче рівня ґрунтових вод, що перебуває під дією гідростатичного тиску.

$$V_i = \frac{1}{2}\left(h_i + h_{i+1} \right) \cdot l_i \, cos\beta \; ;$$

де $h_i + h_{i+1}$ – рівні ґрунтових вод на межах розрахункового блоку;

l_i – довжина лінії сковзання в межах розрахункового блоку;

β_i – кут між дотичною до лінії сковзання в межах розрахункового блоку та горизонталлю.

Визначення величини гідродинамічного тиску в межах кожного розрахункового блоку зсувного тіла виконується за формулою:

$$D_{ГД} = \gamma_w \cdot I \cdot V_i \cdot sin\beta \; ; \qquad (2.7.2)$$

де I – гідравлічний градієнт: $I = \dfrac{h_{i+1} - h_i}{a_i}$;

h_{i+1} – найвищий рівень ґрунтових вод в межах розрахункового блоку;

h_i – найнижчий рівень ґрунтових вод в межах розрахункового блоку;

a_i – ширина розрахункового блоку.

Розрахунок результуючої дії гідродинамічного та гідростатичного тиску виконується за формулою:

$$D_i = \gamma_w (H_i^w - z_i) \frac{a_i}{cos\beta_i} \, , \qquad (2.7.3)$$

де H_i^w – рівень ґрунтових вод у середній частині блоку, відрахований від деякої умовної горизонтальної поверхні (підошви водотриву);

z_i – середня ордината від поверхні сковзання до цієї поверхні.

Отримані значення фільтраційних тисків можуть суттєво впливати на баланс зсувних і утримуючих сил при оцінці стійкості схилів.

2.8. Тиск ґрунтів на підпірні стінки

Питання тиску ґрунтів на підпірні стінки та інші огороджуючі конструкції (жорсткі та гнучкі підпірні стінки, кріплення стінок кар'єрів, котлованів, тунелей, гірничих виробок, тощо) є дуже важливим в інженерних розрахунках і вирішується на базі теорії граничного напруженого стану грунтів та загальних методів вирішення її задач :

- аналітичного (Соколовським, Березанцев, Клейтон),
- графо-аналітичного (Голушкевич),
- графічного (Кулон, Прокоф'єв).

Як показують дослідження, тиск ґрунтів на підпірні стінки визначається :

- властивостями ґрунтів засипки ;
- змінами властивостей ґрунтів у часі ;
- розмірами та конструкціями підпірних стінок ;
- величиною можливих переміщень стінок.

У певних умовах стінка повертається від ґрунту засипки, при певній величині повороту грунт за стінкою переходить у граничний напружений стан і, як результат, виникає криволінійна поверхня ковзання.

Тиск ґрунту засипки на підпірну стінку називається активним тиском, а якщо стінка у випадку податливості основи повертається в сторону ґрунту засипки, то вона зустрічає опір ґрунту, який називається пасивним або відпором .

У зв'язку із складністю точного вирішення задач про тиск грунту на підпірні стінки деякі дослідники вводили ті чи інші припущення.

Поняття прямолінійності ліній ковзання є широко вживаним припущенням, яке вперше запропонував ще Ш.Кулон, і яке не вносить недопустимих похибок у величину розрахункового активного тиску на підпірні стінки.

При цьому припущенні призму обрушення і призму випирання набувають трикутних обрисів та із усіх можливих поверхонь ковзання вибирають ту, для якої тиск буде найбільшим.

У випадку, коли для засипки використовуються незв'язні

(сипучі) ґрунти, при плоскій поверхні ковзання максимальний тиск сипучих ґрунтів на підпірні стінки визначається виходячи з таких міркувань.

Будь-яка горизонтальна площадка за масивною гладкою вертикальною стінкою з горизонтальною поверхнею засипки зазнає тільки стискаючої напруги $\sigma_1 = \gamma \cdot z$.

Бічний тиск σ_2 на підпірну стінку знайдемо за умови, що при відхиленні стінки грунт за стінкою буде знаходитися у граничній рівновазі. Із рівняння граничної рівноваги маємо:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (2.8.1)$$

Звідси маємо: $\sigma_2 = \gamma z tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right);$ (2.8.2)

Для випадку, коли стінка буде повертатися в напрямку до ґрунту, виникає пасивний тиск, який розраховується за формулою :

$$\sigma_{2n} = \gamma z tg^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right);$$

Епюра розподілу тиску по задній грані стінки буде трикутною. Рівнодіюча активного тиску на підпірну стінку дорівнює площі епюри тиску :

$$E_a = \frac{\sigma_{2\max} H}{2}; \qquad (2.8.4)$$

$$\text{або: } E_a = \frac{\gamma H^2}{2} tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (2.8.5)$$

Рівнодіюча E_a буде горизонтальна й діє на рівні одній третини висоти підпірної стінки (рис. 43) .

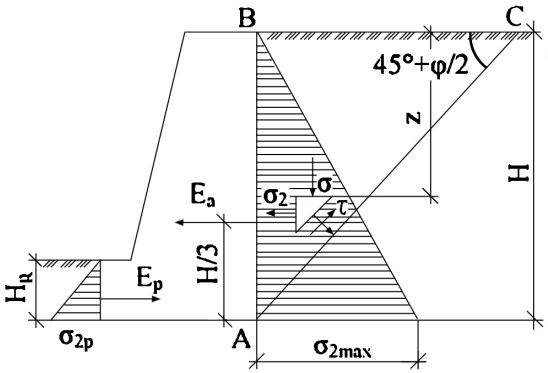

Рис. 43. Розрахункова схема для визначення активного і пасивного тиску на підпірну стінку при використанні для засипки незв'язних ґрунтів

У випадку, коли на поверхню ґрунту вище підпірної стінки діє рівномірно розподілене навантаження q, визначається приведена висота шару ґрунту $h = \frac{q}{\gamma}$, що заміняє дію навантаження. Лінія вздовж задньої грані стінки

продовжується до пересікання з новою лінією засипки й будується загальна трикутна епюра напруг (рис. 44).

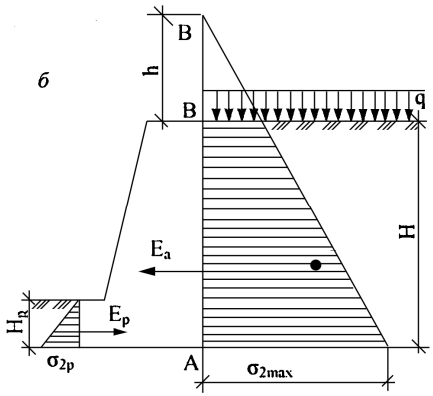

Рис. 44. Розрахункова схема для визначення активного і пасивного тиску на підпірну стінку при використанні для засипки незв'язних ґрунтів і наявності додаткового рівномірно розподіленого навантаження.

У випадку, коли для засипки використовуються зв'язні ґрунти, при плоскій поверхні ковзання їх максимальний тиск на підпірні стінки буде меншим.

Бічний тиск на стінку зменшується за рахунок дії сил зчеплення ґрунту. Для зручності розрахунків дія сил зчеплення ґрунту заміняються так званим тиском зв'язності P_ε :

$$P_\varepsilon = \frac{c}{tg\varphi}; \qquad (2.8.6)$$

Дію тиску зв'язності, протилежно направленого до активного тиску можна замінити дією еквівалентного шару потужністю h_c (рис. 45):

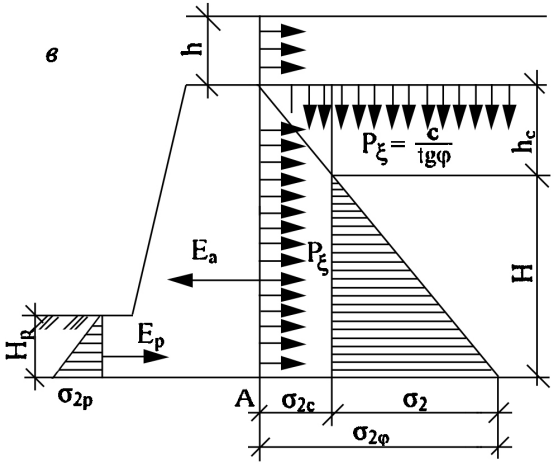

Рис. 45. Розрахункова схема для визначення активного і пасивного тиску на підпірну стінку при використанні для засипки зв'язних ґрунтів

Величина активного тиску розраховується за формулою:

$$\sigma_2 = \gamma z tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \cdot tg\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (2.8.7)$$

Як видно з рисунка 43, на глибині h_c сумарний тиск буде дорівнювати нулю.

В інженерно-геологічній практиці трапляються різноманітні варіанти розрахунків активного й пасивного тиску залежно від характеристик ґрунтів, гідрогеологічних умов, рельєфу поверхні, величини привантаження схилу, видів підпірних стінок та інших факторів.

Розділ 3. Деформації ґрунтових масивів та розрахунок осідання фундаментів будівель і споруд.

3.1. Загальна залежність між деформаціями й напругами в ґрунтовій товщі. Принцип лінійної деформованості.

Під дією зовнішнього навантаження окремі фази (компоненти) ґрунтів по-різному чинять опір силовим діям та по різному деформуються, що є найголовнішою особливістю напружено-деформованого стану ґрунтів.

При загальному вивченні необхідно розглядати напружено-деформований стан ґрунту в цілому (розглядаючи його як квазісуцільне та квазіоднорідне тіло), так і окремих його фаз у взаємодії між собою.

Крім того при вивченні залежності відносної деформації від нормальної напруги необхідно враховувати стан ґрунту :

а) початковий або кінцевий стан, коли відсутній перерозподіл фаз (наприклад, коли при ущільненні закінчилося видавлювання води із пор ґрунту) ;

б) проміжний стан, коли треба враховувати процес консолідації, повзучості скелету тощо.

При аналізі цієї залежності слід враховувати особливості поведінки сипучих та зв'язних ґрунтів.

Для сипучих ґрунтів при одноразовому завантаженні завжди виникають незворотні зміщення та повертання часток ґрунту одна відносно другої, що обумовлює наявність залишкових деформацій.

На характер деформування зв'язних ґрунтів суттєво впливають структурні зв'язки - як жорсткі, так і в'язкі. При жорстких зв'язках, якщо величина навантаження така, при якій міцність зв'язків не порушується, грунт деформуватиметься як квазітверде тіло. Водно-колоїдні зв'язках в ґрунтах починають порушуватися

(або в'язко текти) при незначних зусиллях, що спричиняє значні залишкові деформації при розвантаженні. . Природні зв'язні ґрунти в більшості випадків мають і жорсткі, і в'язкі зв'язки різної міцності.

Як показують численні дослідження, залежність між деформаціями і напругами є нелінійною. Цю залежність у загальному вигляді можна виразити функцією :

$$\varepsilon = a_c \sigma_c + a_n \left(\sigma_n - \sigma_c\right)^m ; \qquad (3.1.1)$$

де: $a_c ; a_n$ - коефіцієнти, що визначаються дослідним шляхом;

σ_c - напруга, що не перевищує початкової міцності структурних зв'язків;

σ_n - діюча нормальна напруга, що обумовлює деформації грунту при порушенні структурних зв'язкі

m - параметр нелінійності, що визначається дослідним шляхом.

При незначних змінах зовнішнього тиску (0,3 – 0,5 МПа) з достатньою для практичних цілей точністю залежність між деформаціями та напруженнями може прийматися лінійною.

Як вказував професор Герсеванов (1931), якщо ця залежність лінійна, то для визначення напруг у ґрунтах можна застосовувати рішення теорії пружності. В останніх двох тезах сформульовано принцип лінійної деформованості.

На цьому принципі базуються інженерні розрахунки напруг та деформацій ґрунтових основ. Для слабких ґрунтів (при несучій здатності менше 0,1 МПа) необхідно виходити із нелінійної залежності між деформаціями та напругами.

3.2 Пружні деформації та методи їх визначення

Факторами, що визначають надійність споруд, є не величина напруг у ґрунтовій основі, а деформації осідання ґрунтових основ і, головним чином, вертикальні зміщення. Рівномірне осідання всієї споруди не викликає додаткових напруг у конструкціях, але різниця осідань окремих частин ґрунтової основи особливо впливає на міцність фундаментів і надфундаментних будівель. Досвід показує, що різниця осідань збільшується при зростанні величини абсолютних осідань. Тому необхідно вивчати й абсолютні, й відносні осідання окремих частин споруд.

Метод граничних деформацій ґрунтових основ базується на виконанні таких умов : $S_p \leq S_u$ і $\Delta S_p \leq \Delta S_u$; які регламентуються нормативними документами.

Деформації залежать як від змін об'єму (у результаті ущільнення, набухання, тощо), так і від деформування окремих фаз, що складають ґрунти (повзучість скелету, стискання порової води, а також включень парів і газів:

Види деформацій	**Причини деформацій**
Пружні деформації : - зміна об'єму	**Зміна молекулярних сил пружності твердих часток, а також тонких плівок води**
- спотворення форми	**Зміна молекулярних сил пружності, зміна структурної решітки**
Непружні,залишкові деформації : - ущільнення	**Зменшення пористості**
- набухання	**Розклинюючий ефект, як результат дії електро-молекулярних сил**
- повзучості	**Взаємні здвигання часток ґрунту**
- тільки саме залишкові	**Руйнування структури, руйнування часток**

Хоча пружність є загальною властивістю природних тіл, але ґрунти, як дисперсні утворення, можуть бути пружними лише за певних умов.

Під дією місцевого навантаження на грунт певної структурної міцності при одноразовому циклі завантаження і розвантаження спостерігаються залишкові й пружні деформації, причому залишкові деформації в багато разів переважатимуть пружні. При багаторазовому циклі навантаження й розвантаження грунт поступово переходить в пружно-ущільнений стан, який характеризується постійністю (для даних умов завантаження) пружних деформацій.

Якщо збільшити ступінь навантаження, то знову спочатку переважатимуть залишкові деформації, а потім спостерігатиметься пружно-ущільнений стан з більшим модулем пружності, поки фаза ущільнення не перейде у фазу розвитку здвигів.

Основними методами визначення пружних деформацій грунтів є:

- метод загальних пружних деформацій, у якому враховуються пружні переміщення точок, які знаходяться під завантаженою поверхнею, і точок, які знаходяться поза її межами ;
- метод місцевих пружних деформацій, у якому враховуються деформації, що відбуваються безпосередньо в місцях прикладання навантаження.
-

3.3 Методи загальних та місцевих деформацій.

Для визначення загальних пружних і залишкових деформацій лінійно деформованого шару ґрунту обмеженої потужності використовуються строгі вирішення теорії пружності.

Базовою залежністю для визначення загальних деформацій є формула Бусінеска для вертикальних переміщень точок, що знаходяться на обмежуючій поверхні напівпростору :

$$W_z = \frac{P}{\pi \cdot c \cdot R}; \qquad (3.3.1)$$

де : - c - коефіцієнт пружного напівпростору, $c = \frac{E}{1-\mu^2}$;

E - модуль пружності ; μ - коефіцієнт Пуассона.

Величина осідання ґрунтової основи залежить від форми і заглиблення фундаменту. Для кругових площин завантаження є рішення Бусінеска, для прямокутних - рішення Шлейхера, Короткіна та інші.

Усім цим вирішенням можна надати єдину форму :

$$S_{пр} = \frac{W^{/}}{c} P \cdot \sqrt{F}; \qquad (3.3.2)$$

де : $W^{/}$ - інтегральний коефіцієнт, що залежить від форми, площі підошви й заглиблення фундаменту.

Результати досліджень показують, що в інтервалах лінійної залежності між напругами й осіданнями існує емпірична залежність :

$$S_{пр} = A \cdot P \cdot \sqrt{F}; \qquad (3.3.3)$$

Для зручності користування цю залежність можна записати в іншому вигляді :

$$S_{пр} = \frac{W \cdot P \cdot b\left(1-\mu^2\right)}{E}; \qquad (3.3.4)$$

де : W - коефіцієнт, що залежить від форми, площі й жорсткості фундаменту ;

P - питомий тиск на грунт ;
b - ширина прямокутної площини фундаменту або діаметр круглої площини.

Деформації пружного напівпростору при дії місцевого навантаження виникають і під площею завантаження й поширюються теоретично на досить значну відстань. У реальних умовах ця відстань є невеликою, бо в роботу ґрунту включається обмежена ділянка масиву.

У методі місцевих пружних деформацій враховуються лише пружні деформації безпосередньо в місцях прикладання навантаження (рис.46).

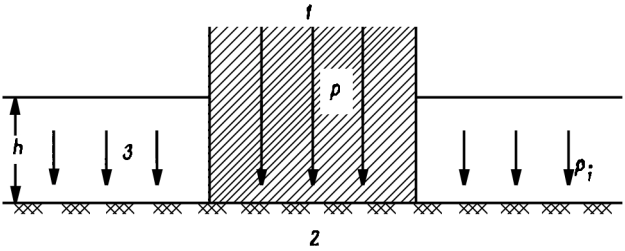

Рис. 46. Розрахункова схема для визначення величини деформації ґрунтової основи методом місцевих пружних деформацій

й базуються на гіпотезі Фукса – Вінклєра, згідно з якою тиск у даній точці прямо пропорційний лише місцевому осіданню :

$$P = C_z \cdot z ; \qquad (3.3.5)$$

де : P - питомий тиск ;
C_z - коефіцієнт пружності ґрунтової основи ;
z - вертикальне пружне переміщення.

Така модель пружної основи є досить умовною й може застосовуватися лише в орієнтовних розрахунках. Коефіцієнт C_z для природних ґрунтів не є величиною

постійною, а залежить від питомого тиску на грунт і площі передачі навантаження.

Метод місцевих пружних деформацій може бути застосований для розрахунку осідань конструкцій, що мають постійну площу підошви та зазнають зовнішніх навантажень однакового діапазону
(наприклад, для розрахунку осідань залізничних шпал , тощо).

3.4. Одновимірна задача теорії компресійного ущільнення (консолідації) ґрунтів.

Ця задача, уперше сформульована професором К.Терцагі (1925), знайшла розвиток головним чином у працях Герсеванов (1931 – 1948) та інших вітчизняних та зарубіжних вчених.

Під дією суцільного навантаження, поширеного на значну відстань в сторони, шар ґрунту буде зазнавати тільки вертикального стискання без можливості бічного розширення, аналогічно до компресійного стискання зразка ґрунту в невисокому кільці.

Осідання ґрунту відбудеться внаслідок зміни його об’єму за рахунок зменшення пористості при збільшенні зовнішнього тиску, але об’єм твердих часток ґрунту залишається незмінним.

Величина повного стабілізованого осідання визначається за формулою : $S = \dfrac{h(e_1 - e_2)}{(1 + e_1)}$; (3.4.1)

Оскільки зміна коефіцієнта пористості прямо пропорційна зміні тиску, тобто : $e_1 - e_2 = m_0(p_2 - p_1)$,

то відповідно матимемо :

$$S = h\frac{m_0}{1+e_1}p; \qquad \text{або} \qquad S = h \cdot m_v p; \qquad (3.4.2)$$

де : величина $\frac{m_0}{1+e_1} = m_v$ - коефіцієнт відносного стискання ґрунту.

Коефіцієнт пористості грунтів, що дуже стискаються при значному діапазоні величини навантажень, змінюється за криволінійною (логарифмічною) залежністю, тому величина осідання слабких грунтів розраховується за формулою : $S = \frac{h}{1+e_0} C_c \cdot \ln\frac{p_i}{p_0}$; (3.4.3)

де: e_0 - початковий коефіцієнт пористості ; C_c - коефіцієнт компресії ; p_0 - початковий тиск на грунт.

3.5. Визначення деформацій ґрунтових основ методом пошарового підсумовування

Метод пошарового підсумовування є основним способом розрахунку величини осідання фундаментів для звичайних ґрунтових основ і використовується з 30–х років до теперішнього часу відповідно до чинних будівельних норм.

В інженерних розрахунках допустимість використання цього методу оцінюють за умовою:

$$\sigma_{mt} < R; \qquad (3.5.1)$$

де σ_{mt} – середній тиск на підошві фундаменту.

R – розрахунковий опір несучого шару ґрунту.

Для виконання розрахунку величини осідання потрібно показати переріз фундаменту на інженерно-геологічному

розрізі, побудувати епюри величин природної та додаткової напруг, визначити потужність стислої зони та величину осідання в її межах (рис. 47).

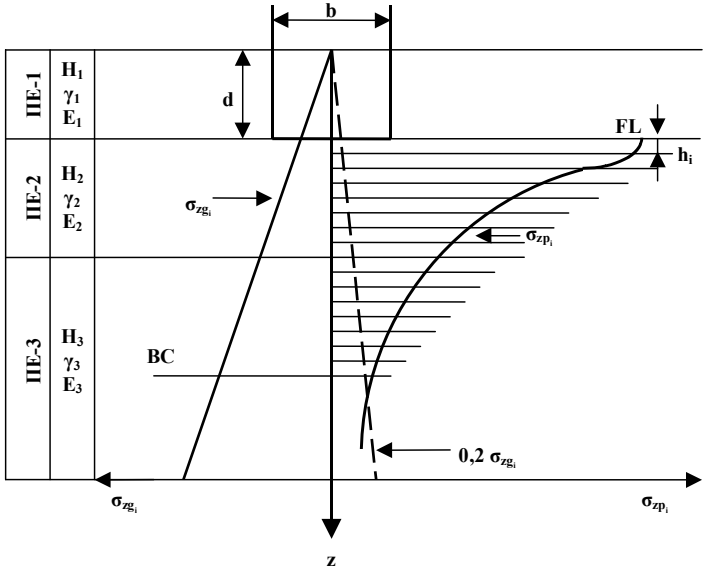

Рис. 47. Розрахункова схема для визначення величини осідання стрічкового фундаменту методом пошарового підсумовування

На потужність стислої зони впливають такі умови:

1) збільшення величини додаткового тиску на рівні фундаменту σ_{zp0} приводить до збільшення потужності стислої зони H_c;

2) при збільшенні ширини фундаменту b при тому ж питомому навантаженні від споруди, збільшується потужність стислої зони H_c;

3) при збільшенні глибини закладання фундаменту d – зменшується потужність стислої зони H_c;

4) потужність стислої зони залежить від форми фундаменту: у квадратного фундаменту H_c менше, ніж у стрічкового при однакових b, d;

5) потужність стислої зони H_c іноді визначається глибиною залягання від підошви фундаменту до скельного ґрунту або ґрунту з модулем деформації E >100 $МПа$.

Потужність стислої зони H_c визначається межами: верхньою FL на рівні підошви фундаменту і нижньою BC на рівні, де виконується умова:

$$0{,}2\ \sigma_{zg} = \sigma_{zp} \text{ (з точністю до 2 } кПа\text{)}$$

Доцільно побудувати не дві епюри, а також третю допоміжну епюру природного тиску, зменшену в 5 разів, тобто $0{,}2\sigma_{zqi}$. Точка перетину цієї допоміжної епюри $0{,}2\sigma_{zqi}$ та епюри додаткового тиску σ_{zpi} зафіксує нижню межу стислої зони.

У межах стислої зони H_c ґрунтова основа розбивається на окремі розрахункові шари товщиною $\frac{1}{5}b$, відповідно до розбивки, прийнятої при складанні таблиці коефіцієнта розсіювання α, у якій враховується форми фундаментів.

Розбивку потрібно робити так, щоб на розрахунковий шар припадав тільки один вид ґрунту (ІГЕ, що характеризується модулем деформації E).

Величину осідання розраховують за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp.i.mt}}{E_i} h_i, \qquad (3.5.2)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що враховує умовність розрахункової схеми, приймається β =0,8;

h_i – потужність і-того розрахункового шару;

$\sigma_{zp.i.mt}$ – середній додатковий тиск в межах і-того шару,

$$\sigma_{zp.i.mt} = \frac{\sigma_{zp.i.пок.} + \sigma_{zp.i.під.}}{2}; \qquad (3.5.3)$$

де: $\sigma_{zp.i.пок.}$ - величина додаткового тиску на верхній межі розрахункового шару (на покрівлі);

$\sigma_{zp.i.під.}$ - величина додаткового тиску на нижній межі розрахункового шару (на підошві).

E_i – розрахункова величина модуля деформації i -того шару.

Отриману величину S_i порівнюють з допустимим осіданням S_u, що визначається відповідно до ДБН В.2.1-10-2009. Розрахунок вважають задовільним, якщо виконується умова $S_i < S_u$, в іншому разі необхідно збільшити розміри або заглиблення фундаментів так, щоб умова виконувалась.

Безперечно, для даного розрахунку першочергове значення має достовірність вихідних розрахункових даних, що встановлюються при обробці результатів інженерно-геологічних вишукувань.

3.6. Визначення деформацій ґрунтових основ методом еквівалентного шару.

Метод еквівалентного шару запропонований М.О. Цитовичем у 1934 році, базується на теорії лінійно деформованих тіл і значно спрощує розрахунок осідання грунтової основи, приводячи складну просторову теорію консолідації ґрунтів до еквівалентної одномірної.

Еквівалентним є шар грунту такої потужності, при якій осідання суцільного, необмеженого за площею фундаменту дорівнює осіданню фундаменту заданих розмірів і форми, спорудженого на ґрунтах необмеженої потужності.

Потужність еквівалентного шару можна вивести із умови рівності величини осідання в умовах двох - та

трьохвимірного стискання S_{2-3} значенню осідання при одномірному стисканні S_1 :

$$S_1 = \varepsilon_z \cdot h_e ; \qquad (3.6.1)$$

де: h_e - потужність еквівалентного шару;

ε_z - відносне стискання при одномірній задачі, яке визначається із узагальненого закону Гука :

$$\varepsilon_z = \frac{p}{E}\left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) \quad ; \quad (3.6.2)$$

Осідання при одномірній задачі розраховується за формулою:

$$S_1 = \frac{ph_e}{E}\left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) ; \qquad (3.6.3)$$

З другого боку, осідання для випадку двох - та трьохвимірного стискання розраховується за формулою :

$$S_{2-3} = \frac{\omega \cdot p \cdot b\left(1-\mu^2\right)}{E} \quad ; \qquad (3.6.4)$$

Прирівнюючи $S_1 = S_{2-3}$, матимемо

$$\frac{ph_e}{E}\left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) = \frac{\omega \cdot p \cdot b\left(1-\mu^2\right)}{E} ; \qquad (3.6.5)$$

Після алгебраїчних перетворень матимемо :

$$h_e = \frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu}\omega \cdot b \quad ; \qquad (3.6.6)$$

Вводячи коефіцієнт потужності еквівалентного шару

$A = \dfrac{1-\mu^2}{1-2\mu}$, отримаємо $h_e = A\omega \cdot b$; (3.6.7)

Потужність еквівалентного шару грунту залежить від бічного розширення грунту (коефіцієнт A), від форми та жорсткості фундаменту (коефіцієнт ω) і пропорційна ширині підошви фундаменту b .

Розрахунок осідання фундаментів певних розмірів і форми виконується за формулою :

$$S = h_e \cdot m_v \cdot p ; \qquad (3.6.8)$$

де : m_v - коефіцієнт відносного стискання грунту, $м^2 / Н$;

p - питоме навантаження на грунт, $МПа$;

При виконанні розрахунків осідання фундаментів прямокутної форми зручно користуватися таблицею значень коефіцієнта еквівалентного шару для кутових точок $A\omega_c$ та центральних точок $A\omega_o$.

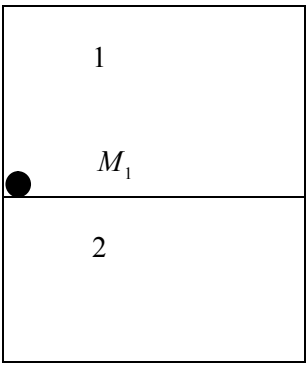

Рис. 48. Розрахункова схема для визначення величини осідання фундаменту методом еквівалентного шару.

За методом кутових точок осідання будь-якої точки поверхні грунту під дією рівномірно розподіленого

навантаження визначається як алгебраїчна сума осідань грунту від прямокутних площин завантаження, для яких ця точка є кутовою.

Для точки M_1, що розташована на межі завантаженого прямо кутника (рис. 48), осідання визначаємо як суму осідань кутових точок прямокутників 1 і 2 :

$$S_1 = (h_{e,1} + h_{e,2}) \cdot m_v \cdot p; \quad (3.6.9)$$

Потужності еквівалентних шарів визначаємо за формулами :

$$h_{e,1} = (A\omega_c)_1 \cdot b_1; \quad h_{e,2} = (A\omega_c)_2 \cdot b_2; \quad (3.6.10)$$

Коефіцієнти $(A\omega_c)_1$ та $(A\omega_c)_2$ знаходимо у відповідній таблиці для певних значень $\alpha_i = \dfrac{l_i}{b_i}$ та $\mu_{0,i}$

Порівнюючи отримані величини осідання в різних точках грунтової основи і враховуючи інженерно-геологічні особливості території будівництва, можна дати рекомендації щодо вибору фундаментів.

3.7. Зміна осідань у часі

Осідання ґрунтової основи не закінчується під час будівництва (за вийнятком чистих пісків), як правило, повне осідання іноді триває від одного-двох років до кількох десятків років.

На процес осідання в часі впливає водопроникність, повзучість скелету, а також деформованість усіх компонентів (порової води, включень парів, газів, органічних речовин).

Водонасичені глинисті ґрунти характеризуються найбільшим осіданням, повільно затухаючим, яке триває десятки років. Важливим показником є швидкість осідання.

Різні будівельні конструкції мають неоднакову здатність перерозподілу зусиль при нерівномірному осіданні. При значних швидкостях осідання можуть відбутися аварійні руйнування конструкцій, при менших швидкостях - повільні деформації повзучості.

Для повністю водонасичених глинистих грунтів широко застосовується теорія фільтраційної консолідації, передумовами використання якої є такі :

1. Розглядаються повністю водонасичені грунти за наявності в порах вільної, гідравлічно безперервної води, яка не стискається.

2. Скелет грунту вважається лінійно деформованим, напруга миттєво викликає деформацію.

3. Грунт не має структурності, і зовнішній тиск, прикладений до нього, у перший момент повністю передається на воду.

4. Фільтрація води в порах ґрунту повністю підпорядковується закону Дарсі.

У початковий момент ґрунтова маса знаходиться в статичному стані, поровий тиск води дорівнює нулю.

У момент прикладання навантаження зовнішній тиск повністю передається на порову воду, у подальшому тиск у воді буде зменшуватися, а в скелеті ґрунту - збільшуватися, поки все навантаження не перейде на скелет.

Для елементарного шару ґрунту на певній глибині збільшення витрат води відповідає зменшенню пористості ґрунту.

Найбільше практичне значення має формула, за якою можна розрахувати осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні для будь-якого проміжку часу від початку завантаження.

Повному ущільненню відповідає повне стабілізоване осідання, а частковому ущільненню відповідає осідання за час t, ступінь консолідації може бути вираженим рівнянням :

$$U = \frac{S_t}{S_n} \; ; \qquad (3.7.1)$$

де : U - ступінь консолідації ; S_t - осідання за час t ;

S_n - повне осідання.

Осідання за певний проміжок часу визначається за рівнянням :

$$S_t = S \cdot U \; ; \qquad (3.7.2)$$

яке вирішується з використанням табличних коефіцієнтів.

3.8. Деформації структурно нестійких ґрунтів

До структурно-нестійких, а в будівельній оцінці слабких грунтів, відносяться різні за походженням ґрунти : торфи, мули, сапропелі, ґрунти рослинного шару, замочені лесові ґрунти, насипні ґрунти, намивні ґрунти, тощо.

Торфи та заторфовані ґрунти утворилися в стоячих водоймах за рахунок накопичення рослинних залишків та їх перетворення без доступу кисню. За ступенем насичення органічною речовиною виділяються торфи (> 50 %), за торфовані ґрунти (10 – 50 %) і ґрунти з включенням органічної речовини (< 10 %).

Мули та замулені ґрунти (річкові, озерні, морські) є класифікаційною групою пилувато-глинистих грунтів, що утворилися у водному середовищі й характеризуються високою пористістю та вологістю.

Сапропелі - прісноводні мули, гумусова ні, з рослинними рештками.

Ґрунти рослинного шару (сучасні, поховані) - це чорноземи, степові, підзолисті, каштанові.

Структурна міцність (P_{st}) слабких грунтів залежить від пористості та якості солевих зв'язків, формується за рахунок водно-колоїдних зв'язків :

- структурна міцність мулів складає 0,01 – 0,03 МПа ;
- структурна міцність торфів складає 0,0051 – 0,05 МПа ;

При навантаженні слабких грунтів визначається межа структурної міцності, а далі йде лавиноподібне руйнування структури ґрунту.

Якщо слабкий грунт ущільнювати невеликими ступенями, то йде зміцнення структури за рахунок зближення агрегатів і структурна міцність збільшується.

При динамічних навантаженнях структурні зв'язки порушуються, а структурна міцність різко падає, можуть проявитися тиксотропні явища..

Особливості поведінки слабких грунтів під навантаженням :

- низьке критичне навантаження ;
- деформована зона розвивається на велику глибину, що супроводжується значними бічними деформаціями;
- у прошарках слабкого ґрунту в умовах швидкого навантаження можуть утворитися поверхні ковзання, що приводить до руйнування піщаних подушок ;
- повільне завантаження приводить до зміцнення ґрунту, зниження деформативності, попередження видавлювання (насипні подушки треба робити тонкими шарами);

Для забезпечення надійної експлуатації будівлі, спорудженої на ділянці поширення органо-мінеральних ґрунтів, доцільно зробити їх виторфовування.

Розділ 4. Реологічні процеси в ґрунтах

4.1 Загальні уявлення про реологічні процеси

Галузь науки, яка вивчає процес деформування різноманітних матеріалів у часі під дією навантаження без зміни їх речовинного складу, називається реологією.

Дослідження реологічних процесів почалося давно (Бінгам – 1922, Рейснер – 1943). Важливе значення питання реології мають в механіці грунтів, а саме в задачах, пов'язаних з тривалою дією навантажень, коли в грунтах можуть накопичуватися значні деформації повзучості або коли має місце послаблення напруг - їх релаксація.

Зменшення міцності грунтів з часом необхідно знати для вибору розрахункового опору грунтів як основи та матеріалу для споруд.

Реологічні процеси найбільш характерні для глинистих грунтів. Для водонасичених глин ці процеси відбуваються одночасно з фільтраційною консолідацією, але не закінчується разом з нею, а продовжується ще тривалий час після закінчення фільтраційного ущільнення.

Дослідження при стисканні й здвиганні грунтів показують, що опір зв'язних глинистих грунтів зовнішнім силам залежить від тривалості дії навантаження : при швидкому зростанні навантаження опір буде найбільшим, а при повільному зростанні і тривалій дії опір зменшується, при цьому розвивається зростаюча з часом деформація повзучості.

Під дією зростаючих зовнішніх навантажень жорсткі зв'язки поступово руйнуються, але з'являються нові : водно-колоїдні та молекулярно-контактні в результаті зменшення відстані між частками грунтів.

На кривій повзучості крім миттєвої деформації виділяють три стадії: невстановленої повзучості, встановленої повзучості або пластичної течії з постійною

швидкістю деформування, прогресуючої течії із зростаючою швидкістю деформування.

Основними факторами, які обумовлюють стадії повзучості, є перебудова структури грунтів (з руйнуванням старих і утворенням нових структурних зв'язків) та виникнення і розвиток мікротріщин.

У першій стадії невстановленої затухаючої повзучості відбувається зменшення існуючих мікротріщин, спостерігається зменшення об'єму грунту.

У другій стадії (пластично-в'язкої течії) відбувається перебудова структури при незмінному об'ємі грунту. Руйнування існуючих жорстких та напівжорстких структурних зв'язків повністю компенсується виникненням нових водно-колоїдних та молекулярно-контактних зв'язків.

В'язка деформація обумовлює утворення нової структури, узгодженої з дією зовнішніх сил : агрегати та частки немов би вишукуються за напрямком діючих зусиль, у лускатих глинистих грунтах за напрямком зусиль виникають мікроздвиги.

На третій стадії прогресуючої течії збільшується об'єм грунту й зменшується загальний опір внаслідок виникнення нових мікротріщин, що зростають і прискорюють деформацію, яка приводить грунт до крихкого руйнування або в'язкої течії, яка супроводжується видавлюванням грунту в сторони від завантаженої поверхні.

4.2 Вторинна консолідація

Процес консолідації водонасичених грунтів відбувається з певними закономірностями й залежать від особливостей ущільнення та стискання грунту.

При тривалому ущільненні на процес консолідації впливають нові водно-колоїдні зв'язки, а також вторинні

ефекти, обумовлені повзучістю мінерального скелету грунту і тонких водно-колоїдних оболонок твердих часток.

Тому теорія фільтраційної консолідації має певні межі застосування в залежності від досягнутого ступеня ущільнення.

При завантаженні водонасичених грунтів спочатку відбувається миттєве стискання, обумовлене стисканням порової води, потім йде процес ущільнення, обумовлений переважно витисканням води із пор грунту, а потім додається процес вторинної консолідації, або повзучості скелета грунту, обумовлений незворотними зсувами часток, агрегатів та водно-колоїдних оболонок.

Стадії фільтраційної консолідації можна проаналізувати за різними методами.

Початок фільтраційної консолідації за методом Тейлора визначається по початковій ділянці кривої ущільнення, побудованій у координатах S_{pi} та $\sqrt{t}$: оскільки процес протікання фільтраційної консолідації пропорційний $\sqrt{t}$, то продовжуючи прямолінійну ділянку кривої ущільнення до осі осідань, отримаємо точку, яка відповідає початку фільтраційного ущільнення, тобто ступінь консолідації $U = 0$.

Завершення фільтраційного ущільнення , коли $U = 100\%$, визначають за Казагранде по кривій, побудованій у напівлогарифмічній системі координат ($S_{pi}, \lg t$) шляхом знаходження точки пересікання нижньої ділянки кривої фільтраційного ущільнення й останньої ділянки кривої, яка відповідає вторинній консолідації.

За дослідами Бюісмана, ця ділянка в значні проміжки часу буде лінійно залежати від $\lg t$, а дуже значних - затухати в процесі старіння колоїдів грунту.

Таким чином, можна вважати, що процес ущільнення водонасичених грунтів буде визначатися головним чином фільтраційною консолідацією, а далі відбувається за рахунок вторинної консолідації.

Завершення процесу фільтраційної консолідації можна легко встановити експериментальним шляхом, шляхом ретельного виміру надлишкового порового тиску. Якщо приріст порового тиску майже дорівнює нулю, то можна вважати процес фільтраційної консолідації завершеним, а осідання, що продовжується, можна розглядати, як деформацію повзучості скелету.

4.3 Релаксація напруг і тривала міцність

Оскільки у фазі повзучості деформації глинистих грунтів з часом зростають, то для стабілізації певної деформації потрібна напруга, яка зменшується з часом.

Процес зменшення з часом діючих напрун при незмінній деформації називається релаксацією напруг.

Релаксація напруг, обумовлена руйнуванням структурних зв'язків в глинистих грунтах, у процесі повзучості завжди має місце, але напруження спадає не до нуля, а лише до певного значення.

Виділяються характерні міцнісні показники грунтів, які мають реологічні властивості :

- миттєву міцність σ_0, що характеризує миттєвий опір грунту на початку навантаження;
- тимчасову міцність σ_t, що змінюється в часі і призводить до руйнування грунту за певний проміжок часу t;
- довгочасну, тривалу міцність σ_∞ або найменшу межу міцності, при релаксації напружень, нижче якої опір не зменшується.

4.4. Деформації повзучості та методи їх вивчення

Суттєве значення має затухаюча повзучість (I стадія), а в деяких випадках встановлена повзучість (II стадія) або пластично-в'язка течія з постійною швидкістю, прогресуючу течію допускати не можна, бо вона веде до катастрофічних деформацій.

При дослідженні затухаючої невстановленої повзучості ґрунтів необхідно відрізняти об'ємну повзучість, яка спостерігається при стисненні, від повзучості при зсуванні під впливом постійно діючих горизонтальних зусиль (наприклад, підпірна стінка).

Затухаюча повзучість проявляється в ґрунтових основах споруд при зовнішніх тисках, величини яких не перевищують певне значення, що відповідає початку стадії в'язко-пластичної течії.

Затухаюча повзучість обумовлює в'язко-повзучу (вторинну) консолідацію. В'язко-повзуча деформація виникає внаслідок деформацій повзучості скелета грунту, причому найбільш придатною для глинистих грунтів теорією повзучості є інтегральна теорія лінійної спадкової повзучості Больцмана-Вольтерра, уперше застосована Флоріним в інтерпретації Маслова-Арутюняна.

Основним рівнянням при вирішенні задач за цією теорією є рівняння стану скелету грунту та стискуваності газовміщуючої порової води.

Рівняння стану скелету грунту при одноразовому завантаженні має вигляд :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{мит}} + K(t - t_0)\sigma(t_0)\Delta t\,, \qquad (4.4.1)$$

де : $\dfrac{\sigma(t)}{E_{мит}}$ - характеризує миттєву деформацію при модулі

миттєвої деформації $E_{мит}$;

$K(t-t_0)\sigma(t_0)\Delta t$ - характеризує деформацію, що накопичується в часі і пропорційна напруженню $\sigma(t_0)$, величині проміжку часу дії Δt_0 і деякій функції $K(t-t_0)$, що залежить від часу, що приймається від моменту t_0.

Рівняння стискуваності порової води, що вміщує газ має вигляд :

$$m_w \approx (1-I_w)\frac{1}{P_a}; \qquad (4.4.2)$$

де : I_w - коефіцієнт водонасичення грунту ;

P_a - атмосферний тиск, $Па$.

4.5 Врахування повзучості при прогнозі ущільнення

При виконанні розрахунків осідань основ споруд для визначення форми та розмірів фундаментів і прогнозування протікання осідань у часі з урахуванням повзучості грунтів, важливо встановити, коли і яку теорію деформації грунтів застосувати :

- тільки теорію повзучості ;
- теорію повзучості з одночасним урахуванням фільтраційної консолідації ;
- теорію повзучості з урахуванням стискуваності порової води ;
- теорію повзучості з урахуванням структурності грунтів.

Для правильного вибору розрахункової схеми перш за все треба врахувати значення двох головних факторів :

- природного ущільнення ;

- ступеня водонасичення грунтів.

Для грунтів текуче пластичної і мягкопластичної консистенції, які утримують у порах вільну воду і слабкозвязану воду гідравлічно безперервну із слабкими структурними зв'язками (не ущільнені суглинки, супіски нижче рівня ґрунтових вод) доцільно застосовувати класичну теорію фільтраційної консолідації, але тільки для першого ступеня навантаження і при одноразовому навантаженні.

Якщо ж ці види грунтів будуть попередньо ущільнені деяким навантаженням, то при наступних навантаженнях вони матимуть новоутворені структурні зв'язки (переважно водно-колоїдні), тоді в розрахунках осідань необхідно враховувати зміну структурної міцності грунтів : неповну передачу тиску на порову воду в момент завантаження, структурну міцність і початковий градієнт напору.

Залежно від ступеня водонасичення грунтів і завершеності процесу фільтраційної консолідації грунти слід розглядати як :

- однокомпонентну, квазіоднофазну систему часток ;
- двокомпонентну ґрунтову масу ;
- трикомпонентну систему ;
- перехідні системи.

4.6. Реологічні моделі поведінки гірських порід

Реологічні моделі, на відміну від фізичних та механічних моделей, враховують поведінку ґрунтів у часі, пов'язану з їх повзучістю.

Усі реологічні моделі включають прості схеми, що відображають характерні особливості деформації пружних та пластичних тіл. Без знання цих схем побудова реологічних моделей неможлива.

Реологічні моделі створюються як робочі гіпотези ідеалізованої поведінки ґрунту під навантаженням. Вони

описуються математичними залежностями у вигляді складних рівнянь або систем рівнянь.

Реологічних моделей досить багато. При ускладненні реологічних моделей для наближення до реального відтворення процесів деформації в ґрунтах - значно зростає їх математичне забезпечення. Рішення по реологічним моделям перевіряється експериментальними даними. При цьому потрібно враховувати, що поведінка ґрунту буде змінюватися в залежності від масштабу моделювання (середовище – зразок), а також схеми завантаження ґрунту і врахування граничних умов.

У більшості практичних розрахунків поведінки ґрунтового середовища, що входять до діючих будівельних норм, є схема лінійно деформованого середовища, яке описане в законі Гука, характерне для пружного тіла.

Пружне тіло Гука

Точки прикладання до моделі зовнішніх сил називаються кінцевими точками моделі. Позначається H, властивості пружності умовно зображаються у вигляді пружини.

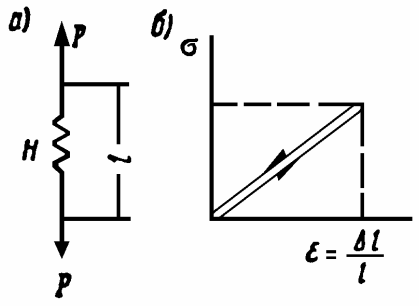

Рис. 48. Реологічна модель пружного тіла Гука

Графік залежності між напругою і деформаціями в тілі Гука прямолінійний, причому графіки завантаження та розвантаження співпадають.

Робота, витрачена на стискання пружини, накопичується в ній у вигляді потенційної енергії деформації і повністю повертається при зніманні навантаження з пружини.

Ця модель використовується в теорії пружності, а при використанні в інженерно-геологічних розрахунках : не враховує руйнування, пластичних деформацій, структурної міцності ґрунту, зміни показників ґрунту при деформації.

Це можна врахувати іншими моделями, що ідеалізують властивості матеріалів.

Пластичне тіло Сен-Венана

Позначається символом StV й схематично зображається у вигляді повзуна. Між елементами моделі діє постійне тертя при постійному нормальному тиску.

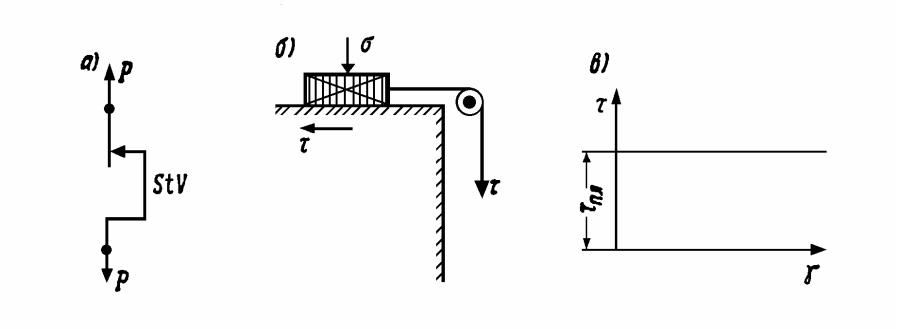

Рис. 49. Реологічна модель пластичного тіла Сен-Венана

Пластичні деформації починаються в тілі при напруженнях, більших, ніж межа пластичності : $\tau_i > \tau_{пл.}$ Тіло не деформується
(є жорстким) до тих пір, поки напруга не досягне певного рівня, після чого розвивається пластична деформація. Обєм тіла при жорстко-пластичній деформації залишається постійним, змінюється форма, однак пластична деформація відрізняється незворотністю.

У дійсності процес пластичної деформації розвивається складніше. Як тільки починається ця деформація, початковий опір матеріалу або верхня межа пластичності ($\tau_{пл.\max}$) зменшується й при досягненні певного значення, тобто установленої межі пластичності ($\tau_{пл.уст.}$) стає постійним.

В'язке тіло Ньютона

Якщо для поведінки твердих тіл під дією навантаження характерні пружні та пластичні деформації, то для рідин характерна в'язка течія, яка починається при нескінченно малих напругах.

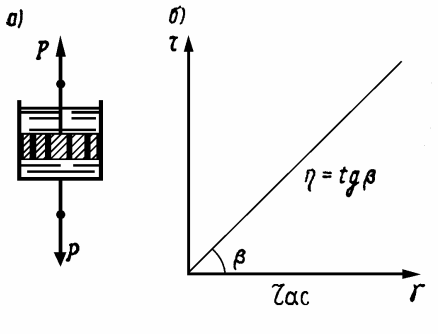

Рис. 50. Реологічна модель в'язкого тіла Ньютона

Закон в'язкості Ньютона можна записати у вигляді :

$$\tau = \eta \cdot \gamma^{/} ; \qquad (4.6.1)$$

де : η - динамічна в'язкість, $\gamma^{/}$ - градієнт зміщення.

Для порівняння величини динамічної в'язкості :

- води - 0.01 пуаз;
- етилового спирту - 0,012 пуаз ;
- ртуті - 0,016 пуаз ;
- касторового масла - 10,0 пуаз.

В'язка рідина, яка описується цим законом, називається реологічним тілом Ньютона, позначається символом N і представляє собою модель у вигляді амортизатора : поршень з отворами, що рухається в циліндрі, заповненому рідиною.

Робота сил, що викликають в'язку течію, повністю витрачається на подолання в'язкого (рідинного) тертя, перетворюючись в теплоту і є незворотною.

За допомогою складних реологічних моделей (рис.50) вивчаються різні фундаментальні властивості й таким чином точніше відтворюють поведінку реальних грунтів.

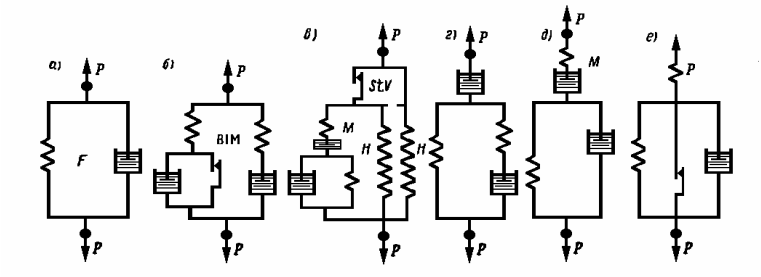

Рис. 51. Складні реологічні моделі: а – Фойгта, б – Денисова, в – Тана, г – Гана, д – Бюргерса, е – Мураями

Вони складаються шляхом послідовного чи паралельного з'єднання простих моделей. У символічних записах послідовне з'єднання двох моделей позначається горизонтальною лінією, наприклад $H - N$, а паралельне вертикальною, наприклад $H \mid N$. Першою у назві складних моделей є назва виду деформації , що відбувається в першу мить після прикладання навантаження.

Модель пружно-вязкої рідини Максвела.

Позначається символом $M = H - N$ і схематично має такий вигляд :

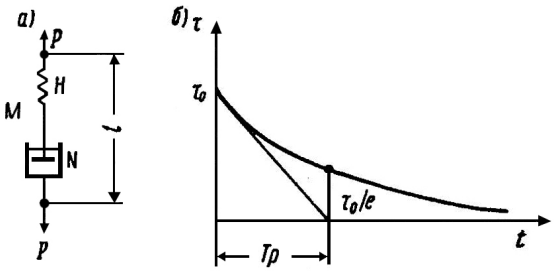

Рис. 52. Складні реологічна модель Максвела

У першу мить відбудеться розтяг пружини (деформація має пружний характер). Якщо підтримувати деформацію постійною, то поршень почне повільно рухатися й одночасно довжина пружини буде скорочуватися. Загальна деформація збережеться, а напруга в тілі зменшиться, відбудеться релаксація напруг. Тому ця модель називається моделлю релаксації напружень.

Модель в'язко-пружного твердого тіла Фойгта.

Позначається символом $F = H \mid N$ й схематично зображається у вигляді :

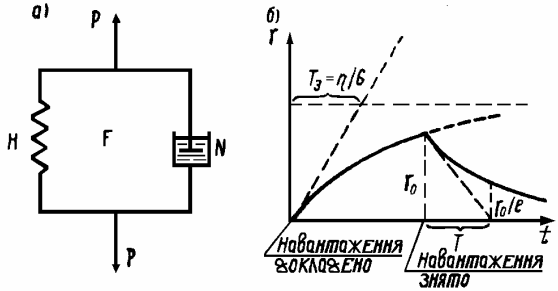

Рис.53. Складна реологічна модель Фойгта

Прикладена сила не може викликати миттєвого подовження пружини, оскільки цьому заважає амортизатор. Подовження пружини визначається швидкістю переміщення поршня, спостерігається явище уповільненої пружності.

Відповідна повільна деформація тіл називається повзучістю. Тому ця модель називається моделлю повзучості. Ступінь прояву цих властивостей у глистих грунтах залежить від вологості й величини навантаження.

Реологічні коефіцієнти систем, а саме : модуль пружності, коефіцієнт в'язкості, час релаксації не залишаються незмінними в процесі деформування. У ході деформації змінюється структура матеріалів, щільність, порушуються внутрішні зв'язки й, відповідно, змінюються реологічні коефіцієнти, що залежать і від абсолютної величини деформації, і від швидкості її розвитку.

Література

1. Дашко Р.Э., Каган А.А. Механика грунтов в инженерно-геологической практике. – М.: Недра, 1977
2. Демчишин М.Г.Современная динамика склонов на территории Украины. – Киев: Наукова думка, 1992
3. Гинзбург Л.Н. Противооползневые удерживающие Конструкции. - М. Стройиздат, 1979
4. Иванов И.П., Тржцинский Ю.Б.Инженерная геодинамика, - Санкт-Петербург: Наука, 2001
5. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений, М.:Высшая школа,1991
6. Зоценко М.Л., Коваленко В.І. Інженерна геологія. Механіка грунтів. Основи та фундаменти, Полтава: ПНТУ, 2004
7. Котов М.Ф. Механика грунтов в примерах. – М.: Высшая школа, 1968
8. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат, 1977
9. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. - М.: Высшая школа, 1982
10. Месчян С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М.: Недра, 1978
11. Мулин В.И. Механика грунтов для инженеров-строителей. М.: Стройиздат, 1978.
12. Орнадский Н.В.Механика грунтов. М.: Изд-во МГУ, 1962
13. Полуботко А.А. Практикум по механике грунтов. – М.: МГРИ, 1981
14. Сергеев Е.М. Грунтоведение. М.: Изд-во МГУ, 1983

15. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. М: Государственное издательство физико-математической литературы, 1960
16. Терцаги К. Инженерная геология. Пер. с нем.. Л.:М.: ОНТИ НКТП СССР, 1934
17. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Изд-во АСВ, 1994

18. Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. М.: Высшая школа, 1978
19. Чернишев С. Н. и др. Задачи и упражнения по инженерной геологии. М.: Высшая школа, 2001
20. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа,1983
21. Швец В.Б., Гинзбург Л.К.,Гольдштейн В.М. Справочник по механике и динамике грунтов. Киев: Будівельник, 1987.
22. Швец В.Б., Бойко І.П. Механіка грунтів. Основи та фундаменти, Дніпропетровськ: «Пороги», 2012
23.ДБН А.2.1 – 1 – 2008 Інженерні вишукування для будівництва, Київ: Мінрегіобуд України, 2008
24.ДБН В.2.1 – 10 – 2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення, Київ: Мінрегіобуд України, 2009