

3. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ

3.1. МІЦНІСТЬ ҐРУНТІВ. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ, ПОНЯТТЯ, УЯВЛЕННЯ І ВИЗНАЧЕННЯ

За певних умов може відбутися руйнування або втрата стійкості ґрунтового масиву чи його частини. Звичайно це явище супроводжується руйнуванням взаємодіючих із ґрунтовим масивом споруд.

У будівельній практиці розглядають такі основні випадки руйнування основ:

- руйнування основи внаслідок перевищення діючим на неї навантаженням деякої величини;
- руйнування укосу чи схилу;
- руйнування утримуючої конструкції (підпірної стінки) унаслідок її взаємодії з ґрунтом.

Задачі цього типу вирішують за допомогою теорії граничного напруженого стану, в основу якої покладений закон сухого тертя Мора – Кулона.

Суть цієї теорії полягає в наступному.

1. Механізм руйнування в загальному випадку – зрушення.
2. Руйнування основи в його деякій точці відбувається внаслідок досягнення діючих у ній напружень деякої критичної комбінації.
3. Міцностними властивостями основи являються кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c , які для кожного виду ґрунту слід визначати експериментально.

Теорія граничної рівноваги досліджує тільки напружений стан масиву ґрунтів і не дозволяє визначити його деформації.

Основи теорії граничної рівноваги були закладені в працях Ш. Кулона (1773) і В. Ренкіна (1859). Істотний внесок у її розвиток внесли А. Прандтль, Ф. Кеттер, Г. Рейснер, До Терцагі й ін. У сучасному вигляді теорія граничної рівноваги сформована фундаментальними працями В.В. Соколовського, В.Г. Березанцева, М.В. Малишева, Ю.І. Соловійова, Ю.О. Соболевського, А.С. Строганова, Г. Мейергофа й ін.

В одновірному випадку закон міцності Мора – Кулона має вигляд (рис. 3.1, а)

$$\tau \leq (\sigma - U) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (3.1)$$

а в просторовому (рис. 3.1, б) –

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} &\leq \sin(\varphi), \\ \sigma_1 &> \sigma_2 > \sigma_3. \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

У цьому випадку τ і σ – діючі в деякій точці основи дотична і нормальна напруги; U – тиск у поровій рідині (іноді його називають нейтральним); σ_1 , σ_2 і σ_3 – головні напруження в точці; φ – кут внутрішнього тертя, а c – питоме зче-

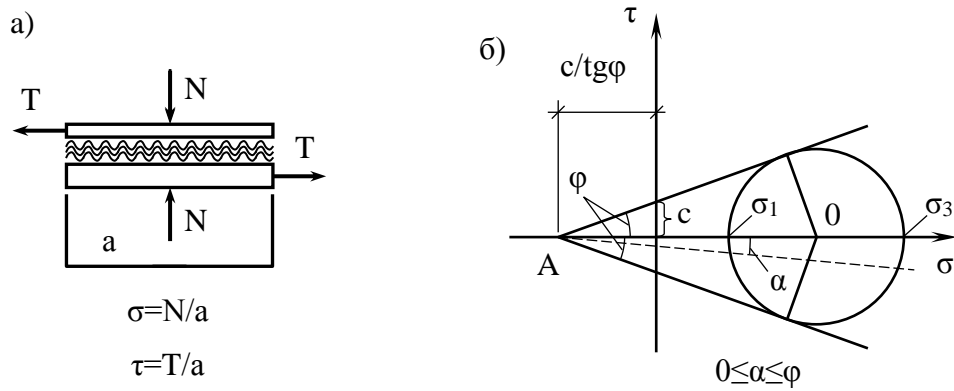


Рис. 3.1. Графічна інтерпретація закону сухого тертя Кулона

плення ґрунту. Вираз (3.2) іноді називають умовою міцності Ренкіна.

Згідно з (3.2) руйнування ґрунту відбувається тільки лише під впливом максимального і мінімального значень діючих в точці головних нормальних напружень.

Підставивши в (3.1) і (3.2) $\varphi \neq 0$ і $c=0$, ми отримаємо закон Кулона для силучого ґрунту (піску), а прийнявши $c \neq 0$ і $\varphi=0$, ми отримаємо закон Кулона для зв'язного ґрунту (жирні глини, мули), нарешті, припускаючи в (3.1) $U=0$, ми прийдемо до умови міцності Кулона для неводонасиченого ґрунту.

Співвідношення (3.1) отримано, виходячи з таких припущень (рис. 3.1, а). Чим більше коефіцієнт тертя поверхонь $K_f = \operatorname{tg} \varphi$, що знаходяться в контакті, діючий на них вертикальний тиск σ і чим міцніше вони будуть "склеєні" (питома міцність "клею" у даному випадку дорівнює питомому зчепленню c), тим більше питома зусилля τ слід прикласти для того, щоб зрушити їх одну відносно іншої.

Співвідношення (3.2) отримано, виходячи з таких припущень (рис. 3.1, б). Максимальне значення дотичного напруження має місце при виконанні умови $\alpha = \varphi$. Розглянемо прямокутний трикутник АОВ. Маємо:

$$OA = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi), \quad OB = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{і}$$

$$\sin(\varphi) = \frac{OA}{OB} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}. \quad (3.3)$$

Співвідношення (3.1) і (3.2) називають рівняннями стану. Для того щоб остаточно вирішити задачу граничної рівноваги, до них слід додати рівняння рівноваги в точці і граничні умови.

Для плоскої задачі система рівнянь теорії граничної рівноваги має вигляд

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= X; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} &= Z; \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} &\leq \sin(\varphi) \end{aligned} \right\}. \quad (3.4)$$

Рішення системи (3.4) у загальному вигляді пов'язане зі значними математичними труднощами. Тому при виконанні практичних розрахунків висувають різні припущення і допущення, які дозволяють спростити систему (3.4).

3.2. РОЗРАХУНОК ОСНОВ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ, ПОНЯТТЯ, УЯВЛЕННЯ І ВИЗНАЧЕННЯ

У практиці проектування розрізняють два основних критичних навантаження на основу – розрахунковий опір ґрунту R (кПа) і граничний опір основи F_u (кН). Ці навантаження мають такий фізичний зміст.

Якщо середній тиск під подошвою фундаменту не перевищує розрахункового опору ґрунту R , то автоматично виконується постулат Н.А. Герсеванова про те, що діаграма "осідання фундаменту – навантаження" має вигляд відрізка прямої лінії. Тому розрахунковий опір ґрунту R використовується при виконанні розрахунків за II групою граничних станів.

Якщо діюче на фундамент навантаження перевищить граничний опір основи F_u , то відбудеться її руйнування. Тому практично завжди справедлива нерівність

$$R \cdot A \leq F_u, \quad (3.5)$$

де A – площа подошви фундаменту. У зв'язку з цим граничний опір основи F_u використовується при виконанні розрахунків за I групою граничних станів.

Оскільки $R \cdot A \leq F_u$, при розрахунку складених роздробленими ґрунтами основ розрахунок за II групою граничних станів (тобто за деформаціями) є основним. Однак у ряді випадків необхідно виконувати розрахунок і за I групою граничних станів (тобто за міцністю і стійкістю). Такий розрахунок провадиться, коли розрахункова схема роботи основи істотно відрізняється від схеми, прийнятої при розрахунку основи за II групою граничних станів.

Метою розрахунку за першою групою граничних станів є забезпечення міцності і стійкості ґрунтів основи, недопущення зрушення фундаменту по подошві, його перекидання і висмикування.

Діючи на сьогоднішні нормативні документи рекомендують виконувати розрахунок основ фундаментів за несучою здатністю і стійкістю в таких випадках.

1. Якщо на основу передаються значні горизонтальні навантаження.
2. Якщо основа складена водонасиченими глинистими і біогенними ґрунтами, що знаходяться в нестабілізованому стані (при ступені вологості $S_r > 0,85$, коефіцієнті консолідації $C_v < 10^7$ см²/рік і показнику текучості $I_L > 0,5$).
3. Якщо споруда розташована на укосі чи поблизу укосу.
4. Якщо на фундамент діє висмикуюче навантаження.
5. Якщо в основі є шар крутоспадаючих пластичних глинистих ґрунтів.
6. Якщо проектом передбачена можливість зведення споруди безпосередньо після влаштування фундаментів до зворотного засипання ґрунтом пазух котлованів.
7. Якщо основа складена скельними ґрунтами.

Розрахунок основ і фундаментів у випадках, передбачених у пунктах 1 і 3, допускається не робити, якщо конструктивними заходами забезпечена неможли-

вість зсуву проектованого фундаменту (наприклад, шляхом пристрою зтягувань у розпірних конструкціях, жорсткого кріплення укусу і т.д.).

При розрахунку за I групою граничних станів слід приймати не нормативні, а розрахункові навантаження на фундамент.

При цьому в якості розрахункових слід приймати властивості основи, визначені при довірчій імовірності $\alpha=0,95$ (тобто c_b , φ_I і γ_I).

Якщо питома вага ґрунту використовується при визначенні утримуючих сил, то його розрахункове значення слід визначати за формулою

$$\gamma_I = \frac{\gamma^H}{\gamma_g} = \gamma^H \cdot (1 - \delta). \quad (3.6)$$

Якщо питому вагу ґрунту використовують при визначенні зрушуючих сил, то її розрахункове значення слід визначати за формулою

$$\gamma_I = \frac{\gamma^H}{\gamma_g} = \gamma^H \cdot (1 + \delta), \quad (3.7)$$

де γ^H – нормативне значення питомої ваги, а $\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta}$ – коефіцієнт надійності за ґрунтом.

Вихідними даними при розрахунку основ фундаментів є:

- інженерно-геологічна будова основи, включаючи положення рівня підземних вод;
- розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів усіх шарів основи (питома вага γ' і γ відповідно вище і нижче подошви фундаменту, кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c);
- розміри подошви фундаменту: ширина b , довжина L , і глибина закладання d ;
- розрахункові значення вертикального F_v і горизонтального F_h зусиль, а також розрахункове значення моменту M на рівні подошви фундаменту.

Метою розрахунків за несучою здатністю є забезпечення міцності і стійкості ґрунтів основи, а також недопущення зрушення фундаменту по подошві і його перекидання.

У загальному випадку розрахунок за несучою здатністю виконують за формулою

$$F \leq \gamma_c \cdot F_u \cdot \gamma_n, \quad (3.8)$$

де F – розрахункове навантаження на основу; F_u – сила граничного опору основи; γ_c – коефіцієнт умов роботи, прийнятий: для пісків (крім пілуватих) рівним 1,0; для пісків пілуватих і глинистих ґрунтів у стабілізованому стані – 0,9; для глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані – 0,85; для скельних ґрунтів невивітрілих і слабовивітрілих – 1,0; вивітрілих – 0,9; сильно вивітрілих – 0,8; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруд, прийнятий для споруд I класу рівним 1,2; II класу – 1,15 і III класу – 1,1.

Основи стрічкових фундаментів перевіряють на стійкість тільки в напрямку короткої сторони (ширини) фундаменту, а прямокутного, квадратного і круглого – у напрямку дії моменту або напрямку горизонтальної складової

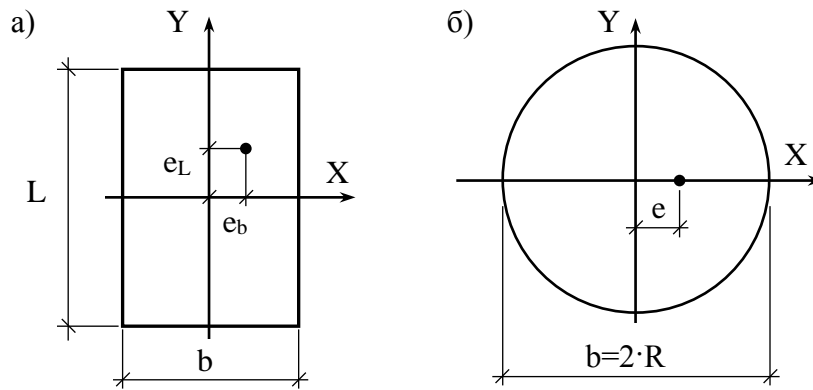


Рис. 3.2. До розрахунку основи за несучою здатністю

навантаження на фундамент. При цьому необхідно враховувати, що втрата стійкості залежно від співвідношення вертикальної і горизонтальний складових навантажень може мати характер плоского зрушення по підшві чи глибокого зрушення із захопленням ґрунту основи. У деяких випадках необхідна перевірка за обома можливими варіантами руйнування.

Розрізняють такі основні варіанти розрахунку несучої здатності основ.

1. Для основ, складених ґрунтами, що знаходяться в стабілізованому стані.
2. Для основ, складених ґрунтами, що знаходяться в нестабілізованому стані.
3. Для одношарових основ.
4. Для двошарових основ.
5. Розрахунок за схемою плоского зрушення.
6. Розрахунок на висмикуючі навантаження.

Крім того, розрізняють аналітичні і графоаналітичні методи розрахунку. Детальний опис цих методів представлений у [1, 2].

Вертикальну складову сили граничного опору основи N_u , складеної нескельними ґрунтами, у стабілізованому стані допускається визначати за формулою (рис. 3.2)

$$N_u = b' \cdot L' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_I d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I), \quad (3.9)$$

де $b' = b - 2 \cdot e_b$ і $L' = L - 2 \cdot e_L$ – відповідно приведені ширина і довжина підшви фундаменту; e_b і e_L – відповідно ексцентриситети рівнодіючої всіх навантажень, (вважають, що вона прикладена на рівні підшви фундаменту, див. рис. 3.2); L і b – сторони підшви фундаменту, причому b – сторона фундаменту, у напрямку якої очікують втрату стійкості основи.

Коефіцієнти N_γ , N_q і N_c приймають за таблицями, що приведені в нормативній літературі, відповідно до розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ_I і кута нахилу рівнодіючої всіх навантажень δ до горизонтальної площини. Формулу (3.9) допускається застосовувати при виконанні умови $\text{tg} \delta \leq \sin \varphi$.

Коефіцієнти ξ_γ , ξ_q і ξ_c визначають залежно від параметра $\eta = L/b$. При $\eta \leq 1$ $\eta = 1$; при $\eta > 5$ $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$, а у всіх інших випадках –

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}, \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}, \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}.$$

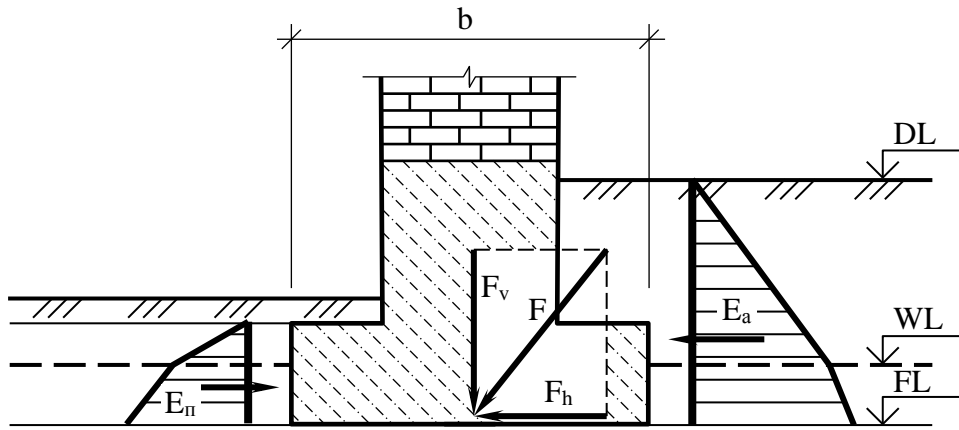


Рис. 3.3. До розрахунку фундаменту на плоске зрушення

При високому положенні рівня підземних вод значення питомої ваги ґрунту у формулі (3.9) слід приймати з урахуванням виважуючої дії води.

Вертикальну складову сили граничного опору основи N_u , складеної скельними ґрунтами, слід визначати за формулою

$$N_u = b' \cdot L' \cdot R_c, \quad (3.10)$$

де R_c – міцність скельного ґрунту на одноосьовий стиск.

Розрахунок фундаменту на плоске зрушення (див. рис. 3.3) виконують за формулами:

$$\begin{aligned} \sum F_{sa} &\leq \gamma_c \cdot \sum \frac{F_{sr}}{\gamma_n}; \\ \sum F_{sa} &= F_h + E_a; \\ \sum F_{sr} &= (F_v - WA) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + A_c + E_n, \end{aligned} \quad (3.11)$$

де $\sum F_{sa}$ і $\sum F_{sr}$ – відповідно суми проекцій на площину ковзання розрахункових зрушуючих і утримуючих сил; F_h і F_v – дотична і нормальна складові рівнодіючої F у рівні підшви фундаменту; W – тиск води, що зважає, на підшву фундаменту при високому заляганні рівня підземних вод; A – площа підшви фундаменту; E_a і E_n – рівнодіючі активного і пасивного тиску ґрунту на фундамент. Визначення цих величин буде розглянуто далі (див. розділ, присвячений взаємодії ґрунту з утримуючими спорудами).

Розрахунок фундаменту за схемою глибинного зрушення виконують у тому випадку, коли на заглиблену частину споруди діє значний тиск ґрунту із зовнішньої сторони будинку. Втрата стійкості в цьому випадку має форму повороту фундаменту навколо деякого центра обертання (див. рис. 3.4). У цьому випадку проводять розрахунки стійкості фундаменту в припущенні про круглоциліндричну поверхню ковзання. За центр обертання приймають точку O , що лежить на краю верхнього обрізу фундаменту. Вважають, що слід поверхні ковзання в площині рисунка відповідає дузі окружності радіуса r . Ця дуга виходить із точки, що лежить на протилежному краю підшви фундаменту, та закінчується в точці її перетину з денною поверхнею основи.

Фундамент і прилягаючий до нього ґрунт вище поверхні ковзання нази-

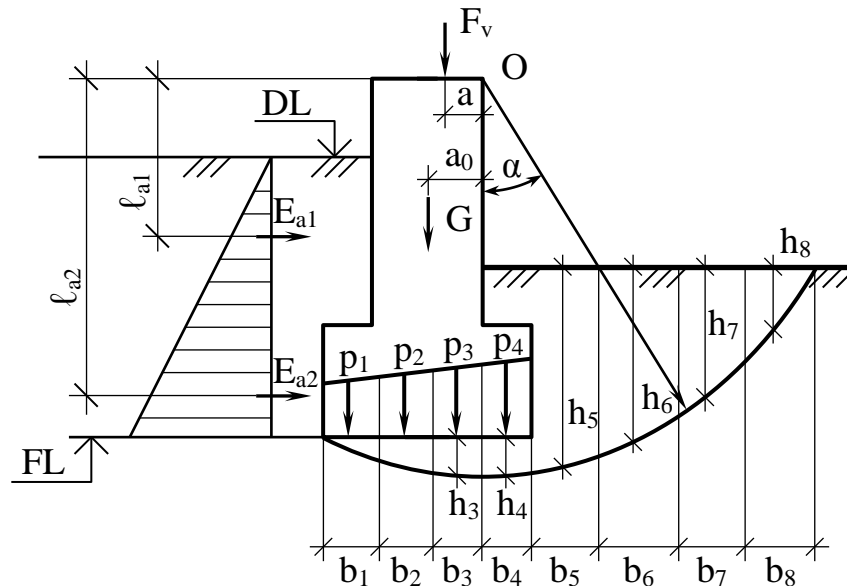


Рис. 3.4. До розрахунку стійкості фундаменту з використанням схеми круглоциліндричної поверхні ковзання

ваються відсіком обвалення. Коефіцієнт стійкості в цьому випадку визначають як відношення моменту утримуючих сил (тобто сил, що утримують відсік обвалення M_{sr}) до моменту зрушуючих сил M_{sq} , який прагне повернути цей відсік відносно центра обертання (точки O). Маємо

$$K_{st} = \frac{M_{sr}}{M_{sa}}. \quad (3.12)$$

У розгорнутому вигляді формула (3.12) має вид

$$k_{st} = \frac{r \left[\sum b_i (p_i + \gamma_i h_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i \cos \alpha_i + \sum b_i c_i / \cos \alpha_i \right]}{\sum E_{aj} \ell_{aj} + F_v a + G a_0 + r \sum b_i h_i \sin \alpha_i}, \quad (3.13)$$

де b_i і h_i – ширина і висота i -го елемента; γ_i – середня питома вага ґрунтів у i -му елементі; φ_i і c_i – кут внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту по підшві i -го елемента; p_i – середній тиск, переданий фундаментом на i -й елемент; α_i – кут між вертикаллю і нормаллю до підшви i -го елемента; E_{aj} і ℓ_{aj} – рівнодіюча і плече сил активного тиску; F_v і a – рівнодіюча і плече сили, якою навантажений фундамент; G і a_0 – вага фундаменту і відповідне плече; r – радіус поверхні ковзання.

Визначення коефіцієнта стійкості з використанням формули (3.13) проводять так. Спочатку радіусом r проводять дугу кола так, щоб вона перетинала денну поверхню. Після цього обмежену дугою частину кола розбивають на n вертикальних відсіків. Далі в межах кожного з відсіків визначають кут нахилу до горизонту його підшви, його вагу, характеристики міцності c і φ тощо. Після цього отримані в такий спосіб дані підставляють у формулу (3.13) і виконують розрахунок.

Розрахунок на перекидання. Цей вид розрахунку виконують для безрозпирних конструкцій, що мають досить велику висоту та навантажені горизон-

тальними силами. До таких конструкцій відносяться підпірні стіни, високі димові труби, опори ліній електропередачі тощо. Стійкість у цьому випадку визначається як відношення моментів утримуючих і перекидаючих сил відносно умовно прийнятого центра обертання:

$$k_{st} = M_{ymp} / M_{nep}. \quad (3.14)$$

Це відношення не повинне бути менше нормативного значення коефіцієнта стійкості k_{st}^H .

Необхідно відзначити, що при виборі розрахункових схем при проведенні розрахунків фундаментів на зрушення і перекидання завжди слід враховувати конкретні ґрунтові умови. Наприклад, якщо нижче подошви фундаменту залягає шар слабого ґрунту, слід перевірити стійкість на зрушення по цьому шару. При цьому необхідно передбачити інженерні заходи, спрямовані на збільшення несучої здатності основ. Найбільш розповсюдженими з них є:

- зміна площі подошви фундаментів у плані і глибини їхнього закладання (в цьому випадку прагнуть зменшити тиск під їхньою подошвою і використовувати в якості несучого шар міцного ґрунту);
- влаштування зв'язаних з фундаментами армованих підлог (у цьому випадку підлоги сприймають частину горизонтального розпору);
- введення затяжок у розпірних конструкціях;
- поліпшення властивостей основи (силікатизація, цементація, армування та ін.);
- об'єднання окремих фундаментів у єдину жорстку систему (в такий спосіб забезпечується включення в загальну роботу недовантажених фундаментів);
- використання інших конструкцій фундаментів (наприклад, замість фундаментів мілкового закладання – пальових чи плитних фундаментів).

3.3. СТІЙКІСТЬ УКОСІВ І СХИЛІВ

Укосом називається штучно створена поверхня, що обмежує ґрунтовий масив, виїмку чи насип (рис. 3.5).

До схилів відносять укоси, утворені природним шляхом (вони обмежують ґрунтові масиви природного складу).

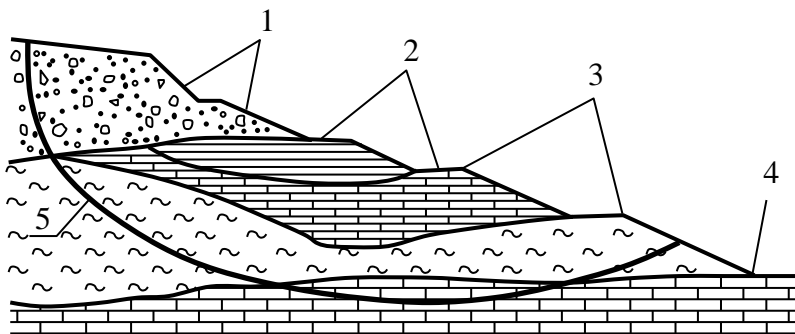


Рис. 3.5. Схема ґрунтового укоса та його основних частин: 1 – уступ; 2 – берма; 3 – бровка уступу; 4 – подошва укосу; 5 – поверхня ковзання

Крива, по якій відбувається руйнування укоса, називається поверхнею ковзання.

При прояві негативних факторів може відбуватися руйнування укоса (у цьому випадку кажуть, що укіс утратив стійкість) і як наслідок – руйнування розташованих на укосі чи поб-

лізу нього будинків і споруд.

Основними причинами втрати стійкості укосів і схилів є:

- влаштування неприпустимо крутого укосу або схилу;
- підрізування схилу, що знаходиться в стані, близькому до граничного;
- збільшення зовнішнього навантаження (зведення споруд, складування матеріалів на укосі чи поблизу його брівки);
- зміна внутрішніх сил (наприклад, збільшення питомої ваги ґрунту при зростанні його вологості або навпаки – дія виважуючої сили води на ґрунти, що складають укіс);
- помилкове призначення розрахункових характеристик ґрунту;
- зниження опору ґрунту зрушенню за рахунок підвищення його вологості або інших причин;
- прояв гідродинамічного тиску;
- вплив сейсмічних сил і різного роду динамічних впливів (рух транспорту, забивання палів і т.п.).

У ході розрахунку стійкості укосів і схилів звичайно визначають коефіцієнт стійкості k_{st} , який не повинен перевищувати деякої наперед заданої величини k_{st}^H .

Розрахунок виконують для умов плоскої задачі (тобто для смуги основи шириною 1 метр). Таку розрахункову схему приймають тому, що звичайно це – найменш вигідний варіант розрахунку і при такій розрахунковій схемі забезпечується деякий запас міцності.

ВУ якості розрахункових використовують властивості основи, установлені при довірчій імовірності $\alpha=0,95$ (тобто c_b, φ_b і γ_b , див. розділ 3.1). Для зручності викладу матеріалу надалі індекс "I" у міру можливості не буде враховуватися (тобто замість позначень c_b, φ_b і γ_b будуть прийняті позначення c, φ і γ)

Задача оцінки стійкості укосів і схилів має такі варіанти.

1. Відомі поверхня ковзання, властивості ґрунтів, що складають основу, зовнішні навантаження і впливи, а також рельєф обмежуючої укіс денної поверхні. Потрібно визначити його коефіцієнт стійкості. Така задача виникає в тому випадку, коли необхідно змінити профіль укосу з метою підвищення його стійкості.

2. Відомі коефіцієнт стійкості укосу, властивості ґрунтів, що складають основу, зовнішні навантаження і впливи, а також рельєф обмежуючої укіс денної поверхні. Потрібно визначити його поверхню ковзання. Таке завдання виникає в тому випадку, коли необхідно визначити безпечну відстань, на якій поблизу укосу можуть бути зведені будівлі і споруди.

3. Відомі властивості ґрунтів, що складають укіс, зовнішні навантаження і впливи, а також рельєф обмежуючої укіс денної поверхні. Потрібно визначити його коефіцієнт стійкості і поверхню ковзання.

При розрахунку стійкості укосів використовують велике число методів, які можна об'єднати у дві великі групи, а саме – диференціальні й інтегральні методи.

У першій групі методів розрахунок зводиться до вирішення системи рів-

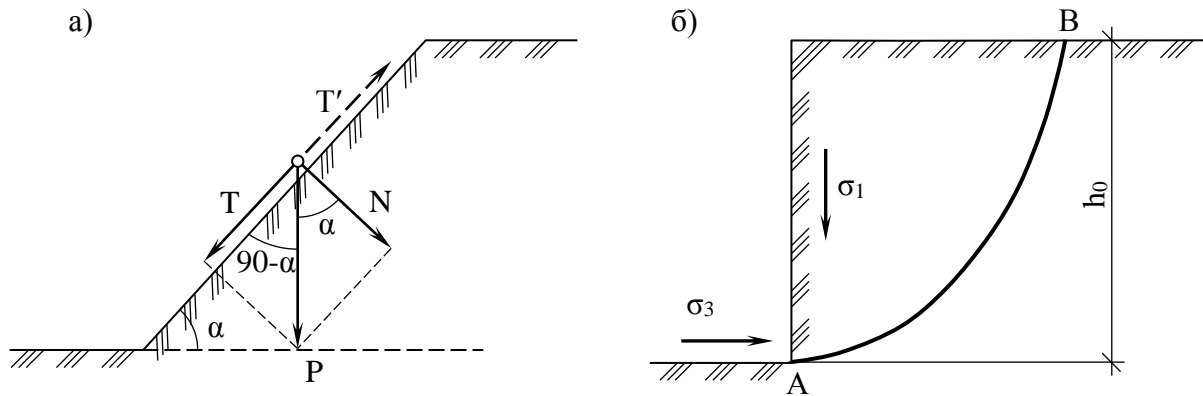


Рис. 3.6. До розрахунку стійкості укосів: а – складених ідеально сипучим ґрунтом ($c=0, \varphi \neq 0$); б – складених ідеально зв'язним ґрунтом

нянь (3.4), а у другій – до підрахунку за деякими правилами співвідношення діючих на укіс зрушуючих і утримуючих сил.

Найпростіші задачі стійкості укосів. Стійкість укосів з ідеально сипучого ґрунту (піску) визначають, виходячи з таких міркувань. Розкладемо вагу вільно лежачої на поверхні частки P на паралельну поверхні укосу T і перпендикулярну його поверхні N сили. Сила T буде прагнути зрушити частку ґрунту, а сила $T'=N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ – утримати її. Тут $k_f = \operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт сухого тертя, $T = P \cdot \sin \alpha$, $N = P \cdot \cos \alpha$. З рівності $T = T'$ знайдемо

$$T = T'; P \cdot \sin \alpha = P \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi; \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi, \text{ звідки } \alpha = \varphi.$$

Таким чином, укіс із сипучого ґрунту буде знаходитися в стійкому стані при виконанні нерівності

$$\alpha \leq \varphi. \quad (3.15)$$

Для визначення стійкості вертикального укосу з ґрунту, що має питоме зчеплення і внутрішнє тертя, використаємо умову міцності (3.2). З рисунка (3.6) випливає, що $\sigma_1 = \gamma \cdot h_{кр} + q$ і $\sigma_3 = 0$ (тут γ – питома вага ґрунту і $h_{кр}$ – критична, тобто максимально можлива висота укосу, а q – рівномірно розподілене по поверхні основи навантаження).

Підставимо значення для σ_1 й σ_3 у рівняння (3.2) і вирішимо отримане таким способом рівняння відносно висоти укосу h . Маємо

$$h_{кр} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma}. \quad (3.16)$$

Прийнявши в (3.16) $q=0$, ми прийдемо до формули для визначення критичної висоти укосу, денна поверхня якого вільна від навантаження. Приймаючи в (3.16) $q=0$ і $\varphi=0$, отримаємо формулу для визначення критичної висоти укосу з ідеально зв'язного ґрунту, денна поверхня якого вільна від навантаження. При виконанні розрахунків за формулою (3.16) слід враховувати, що при $c=0$ $h_{кр} \leq 0$, тобто критична висота укосу дорівнює нулю.

Визначення граничного тиску на горизонтальну поверхню ґрунту, що обмежує укіс. При вирішенні ряду інженерних задач потрібно визначити таке навантаження на укіс, при якому весь укіс буде знаходитися в граничному стані. У цьому випадку відомими є кут закладання укосу α і характери-

стики ґрунту c , φ і γ . Потрібно визначити епюру вертикального навантаження на поверхні $q(x)$, при якій весь масив ґрунту буде знаходитися в стані граничної рівноваги. Розрахункова схема цієї задачі представлена на рис. 3.7.

Рішення цієї задачі в безрозмірних координатах для безрозмірних параметрів має вигляд

$$p_u(x) = \bar{\sigma}_z c + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi, \quad (3.17)$$

де $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ – відстань від точки O (див. рис. 3.7) до точки прикладення ординати епюри навантаження, що визначається (тут γ – питома вага ґрунту, а $\bar{\sigma}_z$ – безрозмірна величина цієї ординати).

Значення безрозмірних величин $\bar{\sigma}_z$ для різних φ , α і \bar{x} приведені в таблиці 3.1.

Розрахунки за формулою (3.17) проводяться таким способом. Спочатку для заданих на горизонтальній поверхні точок з координатою x розраховують їхні безрозмірні координати \bar{x} (див. пояснення до формули (3.17)). Далі за відомим значенням кута внутрішнього тертя φ та кута закладання укосу α для цих точок за таблицею 3.1 визначають безрозмірні величини $\bar{\sigma}_z$, після чого за формулою (3.17) розраховують фактичні значення ординат епюри граничного тиску в розглянутій точці.

Таблиця 3.1. Значення безрозмірних ординат епюри $\bar{\sigma}_z$ (формула 3.17)

$\bar{\delta}$	Значення $\bar{\sigma}_z$ при φ , град, рівному											
	10		20			30			40			
	при α , град, рівному											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126	81,1	50,9	31
2	10,8	8,95	25,4	19,9	15	52,9	36,7	24,2	186	115	68,4	38,1
3	11,8	9,59	29,8	23	16,7	65,1	44,1	27,8	243	148	84,9	44,4
4	12,8	10,2	34	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299	179	101	50,4
5	13,7	10,8	38	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354	211	117	56,2
6	14,5	11,3	41,8	31,4	21,4	99,6	65	37,4	409	241	132	61,7

Визначення форми рівностійкого укосу. Рівностійким називають такий укіс криволінійного обрису, при якому весь обмежений ним масив ґрунту знаходиться в стані граничної рівноваги. Рішення цієї задачі отримано у вигляді графіків у безрозмірних координатах \bar{x} і \bar{z} , що відображають форму рівностійкого укосу при заданих значеннях кута внутрішнього тертя φ

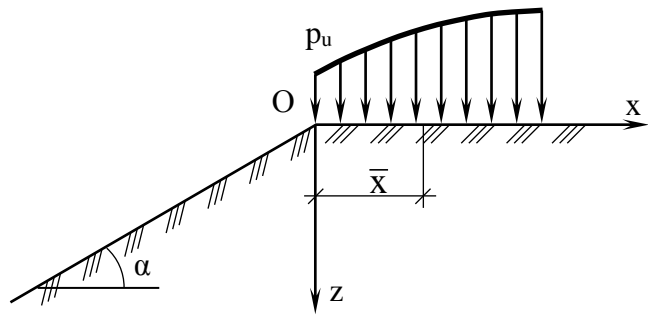


Рис. 3.7. До розрахунку стійкості укосу рівної міцності

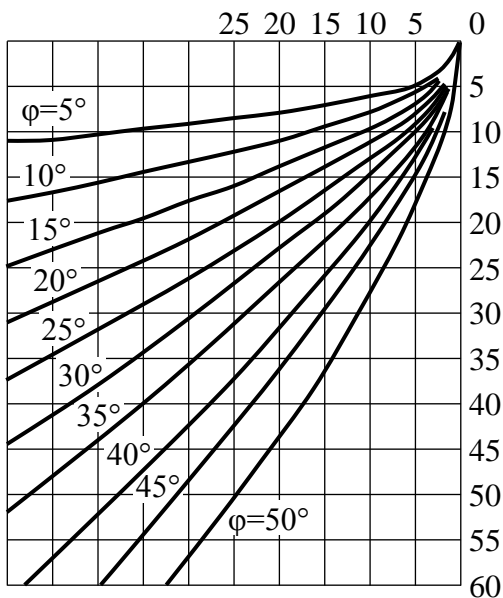


Рис. 3.8. До побудови рівностійких укосів

(рис. 3.8). Тут $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ і $\bar{z} = \frac{z \cdot \gamma}{c}$, а x і z – фактичні координати відповідних точок укосу.

Побудова рівностійкого укосу проводиться таким способом. На рис. 3.8 вибирають криву, що відповідає заданому значенню φ . Початок координат розташовують на верхній границі укосу. Для ряду точок на цій кривій з безрозмірними координатами

$\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ і $\bar{z} = \frac{z \cdot \gamma}{c}$ за відомим значенням c , γ і φ за формулами $x = \frac{\bar{x} \cdot c}{\gamma}$ і $z = \frac{\bar{z} \cdot c}{\gamma}$ обчислюють фактичні координати x і z .

Якщо в ході розрахунків з використанням розглянутих вище методів необхідно

забезпечити деякий запас міцності з коефіцієнтом запасу K_{st}^H , то замість фактичних слід приймати міцнісні характеристики ґрунту, визначені за формулами

$$C^* = \frac{C_I}{K_{st}^H} \quad \text{і} \quad \varphi^* = \arctg \left[\frac{\text{tg}(\varphi_I)}{K_{st}^H} \right], \quad (3.18)$$

де c_I і φ_I – фактичні питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя ґрунту.

Побудована по точках з координатами x та z крива відповідає формі рівностійкого укосу. Побудований у такий спосіб укіс може нести на горизонтальній поверхні рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю $q = h_{кр} \cdot \gamma$, де $h_{кр}$ – висота критичного укосу, розраховане за формулою $h_{кр} = \frac{2 \cdot C \cdot \cos(\varphi)}{\gamma[1 - \sin(\varphi)]}$.

Інженерні методи розрахунку стійкості укосів і схилів. Розглянуті вище методи дозволяють розраховувати стійкість тільки однорідних (за фізико-механічними властивостями) укосів і схилів. Однак на практиці звичайно доводиться мати справу з істотною неоднорідністю ґрунтових масивів. Крім того, у ряді випадків поверхні ковзання відомі заздалегідь (наявність слабких прошарків, поверхні ковзання старих зсувів та ін.), а їхня форма не обов'язково збігається з передбаченими теорією граничної рівноваги кривими. При цьому фактичний розподіл прикладеної до поверхні укосів і схилів навантаження звичайно відрізняється від розглянутої при виведенні представлених вище розрахункових формул, а на ґрунті, що складають укоси і схили, можуть діяти динамічні (при землетрусах) і гідродинамічні (у випадку водонасичених укосів) сили. Тому в проектній практиці застосовують інженерні методи розрахунку стійкості, що містять різного роду припущення, або спрощення.

Найбільшого поширення дістали методи круглоциліндричної, ламаної і плоскої поверхонь ковзання.

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

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}}, \quad (3.19)$$

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

Для визначення моментів, що входять у формулу (3.19), відсік ґрунтового масиву розбивають вертикальними лініями на окремі елементи. Характер розбивки призначається з урахуванням неоднорідності ґрунту і профілю схилу так, щоб у межах відрізка дуги ковзання основи кожного i -го елемента міцносні характеристики ґрунту були постійними. Обчислюють сили, що діють на кожний елемент відсіку, тобто вага ґрунту в об'ємі i -го елемента P_{gi} і прикладене до його поверхні зовнішнє навантаження P_{qi} . Суму сил $P_{qi} + P_{gi}$ переносять по лінії їхньої дії і прикладають до основи елемента (точніше, до центра його підосви). Потім цю суму розкладають на складові – нормальну до підосви i -го елемента $N_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos(\alpha_i)$ і рівнобіжну підосві i -го елемента $T_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \sin(\alpha_i)$ сили. Далі з використанням формули (3.1) визначають утримуючі i -й відсік сили $T'_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos(\alpha_i) \cdot \operatorname{tg}(\varphi_i) + c_i \ell_i$.

Момент зрушуючих відсік сил визначають за формулою

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

а момент утримуючих відсік сил – за формулою

$$M_{st} = r \cdot \sum_{i=1}^n T'_i = r \cdot \sum_{i=1}^n [(P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \ell_i].$$

При цьому коефіцієнт стійкості укосу (схилу) визначають за формулою (3.19):

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}} = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^n T'_i}{r \cdot \sum_{i=1}^n T_i} = \frac{\sum_{i=1}^n [(P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \ell_i]}{\sum_{i=1}^n (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \sin \alpha_i}, \quad (3.20)$$

де K_{st} – коефіцієнт стійкості; M_{st} і M_{sa} – відповідно утримуючий і зрушуючий моменти; $\sum_{i=1}^n T_i$ і $\sum_{i=1}^n T'_i$ – відповідно суми утримуючих і зрушуючих сил; r – радіус поверхні ковзання (тобто відстань від точки O до поверхні ковзання); $P_{qi} + P_{gi}$ – сума вертикальних сил – ваги i -го елемента P_{gi} і прикладеної до його поверхні рівнодіючої зовнішніх сил P_{qi} ; α_i – кут нахилу підосви i -го елемента до горизонту; $\ell_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$ – довжина підосви i -го елемента; b_i – ширина i -го елемента; c_i і φ_i – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя по підосві i -го еле-

мента; n – кількість елементів, на які розбитий відсік.

При виконанні практичних розрахунків стійкості укосів і схилів за методом круглоциліндричної поверхні слід визначити положення центра обертання O і радіус r , які відповідають найбільш небезпечному випадку. Тому проводиться серія розрахунків при різних положеннях центрів обертання O та значеннях радіусу r . Найчастіше найбільш небезпечна поверхня ковзання проходить через нижню точку укусу чи схилу. Однак якщо в основі залягають слабкі ґрунти з відносно низькими значеннями міцносних характеристик, то ця умова може не виконуватися.

Тому при виконанні практичних розрахунків роблять так:

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

– для відповідних цим центрам обертання поверхням ковзання будують епюру значень цих коефіцієнтів (рис. 3.9, б);

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

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

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

$$K_{st,min} \leq K_{st}^H, \quad (3.21)$$

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

Виконання зазначених розрахунків ”вручну“ дуже трудомістке, і тому їх виконують на ЕОМ.

Техніка розрахунку стійкості укосів і схилів з використанням методів ламаної і плоскої поверхонь ковзання ідентична викладеній вище. Однак у цьому випадку поверхня ковзання зазвичай відома (тому немає необхідності виконувати розрахунок методом послідовних наближень). Детальний виклад техніки розрахунків з використанням цих методів викладено в нормативній літературі.

На закінчення відзначимо, що методи круглоциліндричної, ламаної і плоскої поверхонь ковзання дозволяють урахувувати вплив на укуси і схили динамічних сил (вони виникають, наприклад, при землетрусах) і враховувати наявність у їхній товщі підземних вод (у цьому випадку враховують вплив на стійкість укосів і схилів гідродинамічних сил). Детальний виклад методик урахування перерахованих факторів на стійкість укосів і схилів викладено в довідковій літературі.

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

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

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

3.4. ТИСК ҐРУНТІВ НА ОГОРОДЖУЮЧІ КОНСТРУКЦІЇ

До огороджуючих відносять конструкції, призначені для того, щоб утримувати від обвалення ґрунтовий масив, що знаходиться у взаємодії з ними. До них відносять підпірні стінки, шпунтові огородження, стіни підвалів і заглиблених частин будівель, стіни підземних споруд і т.п. Найбільш розповсюдженою огороджуючою конструкцією є підпірна стінка.

Основними видами розрахунку утримуючих конструкцій є їх розрахунок на перекидання, плоске і глибинне зрушення (усі ці види розрахунків виконують точно так, як і розрахунки фундаментів, див. розділ 3.1). У даному випадку проблемою є визначення навантажень на утримуючі конструкції з боку ґрунту і навпаки. Це питання і розглядають у даному розділі.

Розрізняють масивні (чи гравітаційні) і тонкостінні огороджуючі конструкції (рис. 3.10).

Стійкість масивних конструкцій забезпечують, в основному, за рахунок їхньої власної ваги, а тонкостінних – за рахунок їхньої власної ваги, взаємодії з навколишнім ґрунтовим масивом і защемленням їх у міцні шари ґрунтової основи.

За характером роботи огороджуючі конструкції підрозділяють на жорст-

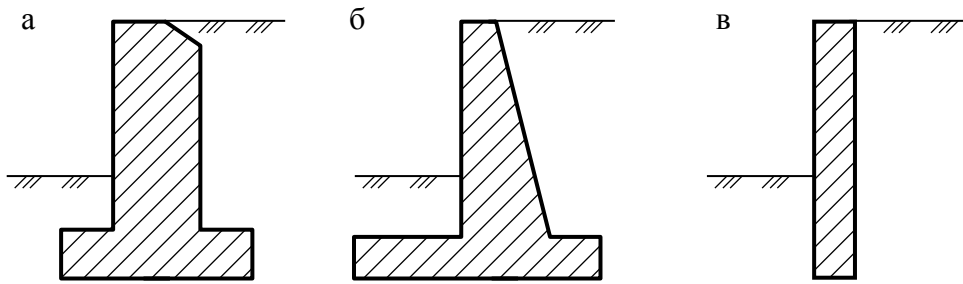


Рис. 3.10. Конструкції підірних стінок: а – масивної, б – тонкостінної, в – тонкостінної, закріпленої в міцному ґрунті

кі і гнучкі.

Жорсткі конструкції при взаємодії з ґрунтом практично не деформуються, тому при визначенні сил їхньої взаємодії з ґрунтом деформації цих конструкцій не враховуються. Їх виконують з монолітного бетону, залізобетону, кам'яної кладки і т.д.

При розрахунку гнучких конструкцій необхідно враховувати їхні деформації. Ці конструкції звичайно виготовляють із залізобетонного, дерев'яного або металевго шпунта. Тому їх іноді називають шпунтовими.

Досвід будівництва показує, що характер взаємодії огорожуючих конструкцій із ґрунтом (отже, і виникаючі при цьому зусилля) істотно залежить від переміщень (навіть незначних) огорожуючих споруд (рис. 3.11).

У цьому зв'язку розрізняють три розрахункових схеми взаємодії огорожуючих конструкцій із ґрунтом:

- конструкція змістилася під впливом ґрунту;
- зміщення конструкції дорівнюють нулю;
- ґрунт зрушився у результаті тиску з боку огорожуючої конструкції.

У першому випадку тиск, що виникає в результаті взаємодії конструкції називають активним (σ_a), у другому – тиском спокою (σ_0), а в третьому – пасивним (σ_n).

За інших рівних умов завжди справедлива нерівність $\sigma_n > \sigma_0 > \sigma_a$.

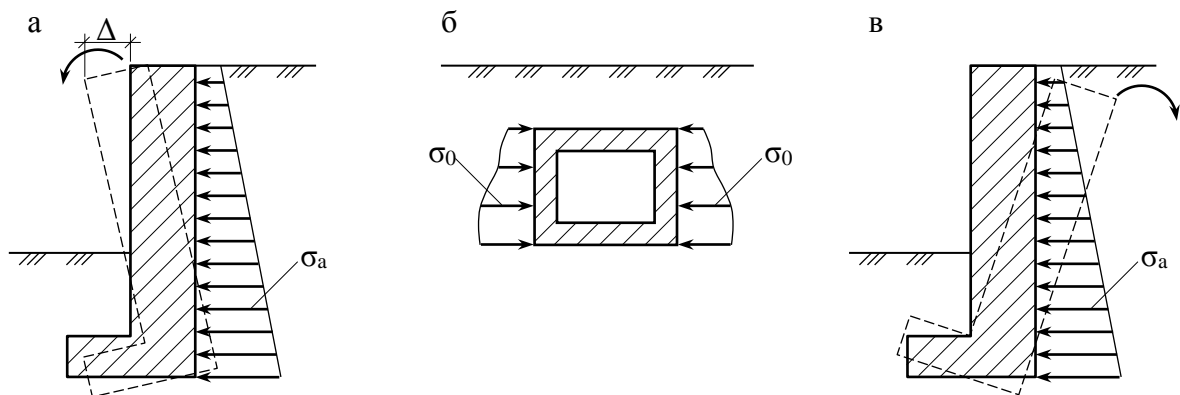


Рис. 3.11. Основні види переміщень огорожуючих конструкцій: а – конструкція отримала переміщення під дією ґрунту; б – переміщення конструкції нульові; в – ґрунту отримав переміщення в результаті тиску з боку огорожуючої конструкції. Стрілками показані переміщення конструкції; а, в – підірні стінки, б – заглиблена підземна споруда (розріз)

Далі зупинимося на інженерних методах визначення тиску на огорожуючі споруди. Припустимо, що вертикальна підпірна стінка має абсолютно гладку грань (тобто тертя між ґрунтом і стінкою відсутнє), поверхня ґрунту – горизонтальна, а також відомі властивості ґрунту c_1 , φ_1 і γ_1 (надалі для зручності викладу індекс "1" буде опущений). Звичайно розрахунок виконують в умовах плоскої задачі (див. розділ 3.2).

При визначенні активного тиску (рис. 3.12) використовуємо рівність (3.2). У даному випадку відомою є головна напруга $\sigma_1=(q+\gamma \cdot z)$ і невідомою – головна напруга $\sigma_3=\sigma_a$. Вирішимо (3.2) щодо напруги σ_3 . Маємо

$$\sigma_3 = \sigma_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \cdot \sigma_1 - 2 \cdot c \cdot \frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)}. \quad \text{З урахуванням рівностей}$$

$\frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \left[\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \right]^2$, $\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ та $\sigma_1=(q+\gamma \cdot z)$ прийдемо до відомої формули для визначення пасивного тиску на огорожуючі конструкції

$$\sigma_a = (q + \gamma \cdot z) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)^2 - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (3.22)$$

де σ_a – активний тиск ґрунту на глибині z ; q – прикладене до денної поверхні розподілене навантаження; γ , c і φ – відповідно питома вага ґрунту, його питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя.

Прийнявши в (3.22) $c=0$, отримаємо формулу для визначення активного тиску для ідеально – сипучого ґрунту (піску).

Нарешті, прийнявши в (3.22) $\varphi=0$, отримаємо формулу для визначення активного тиску для ідеально зв'язного ґрунту (мулу).

Проаналізуємо рівність (3.22). Знайдемо точку, до якої еюра активного тиску $\sigma_a(z)$ приймає негативні значення. Маємо

$$\sigma_a = (q + \gamma \cdot z) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)^2 - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,$$

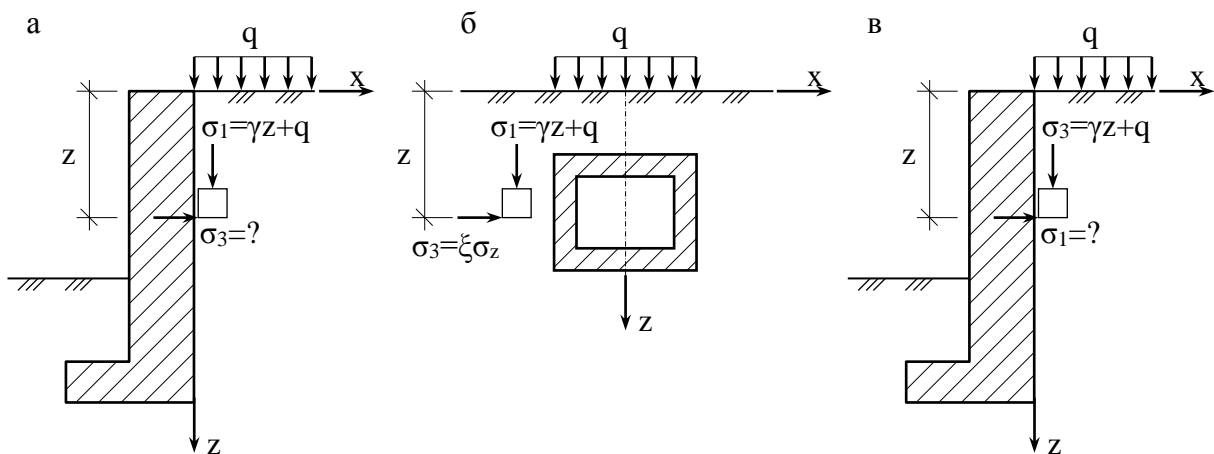


Рис. 3.12. До визначення активного тиску (а), тиску спокою (б) та пасивного тиску (в) на огорожуючі конструкції: а, в – підпірні стінки, б – заглиблена підземна споруда (розріз)

$$\text{звідки } z = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma}.$$

Отриманий вираз відповідає значенню критичної висоти вертикального укусу (див. 3.16). З фізичної точки зору остання рівність свідчить про те, що до глибини $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma} > 0$ активний тиск ґрунту на огорожуючу конст-

рукцію буде дорівнювати нулю, оскільки до цієї глибини стійкість укусу забезпечена за рахунок міцносних властивостей ґрунту. Таким чином, у даному випадку активний тиск буде дорівнює нулю до глибини $z = h_{кр}$. Якщо виконується

умова $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma} \leq 0$, то активний тиск слід враховувати починаючи

від верху засипання.

При визначенні пасивного тиску також використовуємо формулу (3.2). У даному випадку невідомою є головна напруга σ_1 , а відомою – головна напруга $\sigma_3 = (q + \gamma \cdot z)$ (див. рис. 3.12). Маємо

$$\sigma_1 = \sigma_n = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}.$$

З урахуванням рівностей $\frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \left[\frac{\cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \right]^2$,

$\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{4}\right)$ і $\sigma_3 = (q + \gamma \cdot z)$ ми прийдемо до відомої формули для визначення пасивного тиску на огорожуючі конструкції:

$$\sigma_n = (q + \gamma \cdot z) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)^2 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \quad (3.23)$$

де σ_3 – пасивний тиск ґрунту на глибині z .

Приймаючи в (3.23) $q=0$, отримаємо формулу для визначення пасивного тиску при вільній від навантаження поверхні засипання.

Прийнявши в (3.23) $c=0$, отримаємо формулу для визначення пасивного тиску для ідеально сипучого ґрунту (піску).

Нарешті, прийнявши в (3.23) $\varphi=0$, ми прийдемо до формули для визначення пасивного тиску для ідеально зв'язного ґрунту засипання.

При визначенні тиску спокою передбачають, що переміщення утримуючої конструкції дорівнюють нулю. В зв'язку з цим ґрунтова основа знаходиться в умовах компресійного стиснення, а нормальні напруги в точці на глибині z розраховують за формулою (див. рис. 3.12)

$$\sigma_0 = \xi \cdot \sigma_z = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot (\gamma \cdot z + q). \quad (3.24)$$

При цьому всі дотичні напруги дорівнюють нулю. Тут σ_0 – тиск спокою на огорожуючу конструкцію, $\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}$ – коефіцієнт бічного тиску ґру-

нту (відпору), ν – коефіцієнт Пуассона основи.

При виконанні практичних розрахунків важливо знати результуючу силу активного, пасивного тисків і тиску спокою на огорожуючу конструкцію, точку її прикладення і діючий на конструкцію перекидний момент. Для цього використовують формули:

$$\begin{aligned}
 E_a &= \int_0^h \sigma_a \cdot dz = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right] \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2)^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2); \\
 E_n &= \int_0^h \sigma_n \cdot dz = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right] \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2)^2 + 2 \cdot c \cdot h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2); \\
 E_0 &= \int_0^h \sigma_0 \cdot dz = \frac{\nu}{1-\nu} \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right); \\
 M_a &= \int_0^h z \cdot \sigma_a \cdot dz = \left[\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + \frac{q}{2} h^2 \right] \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2)^2 - c \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2); \\
 M_n &= \int_0^h z \cdot \sigma_n \cdot dz = \left[\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + \frac{q}{2} h^2 \right] \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2)^2 + c \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2); \\
 M_0 &= \int_0^h z \cdot \sigma_0 \cdot dz = \frac{\nu}{1-\nu} \left(\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + q \cdot h^2 \right); \\
 h_a &= \frac{M_a}{E_a}; \quad h_n = \frac{M_n}{E_n}; \quad h_0 = \frac{M_0}{E_0}, \tag{3.25}
 \end{aligned}$$

де E_a , E_n і E_0 – результуючі сили відповідно активного, пасивного тисків і тиску спокою; M_a , M_n і M_0 – перекидні моменти, які діють на огорожуючу конструкцію і обумовлені відповідно активним, пасивним тиском і тиском спокою; h_a , h_n і h_0 – координати додатка результуючих сил E_a , E_n і E_0 ; $h_{кр}$ – висота критичного укусу, розрахована за формулою (3.12).

При визначенні результуючих зусиль для тиску спокою й активного тиску слід враховувати, що у формулах (3.25) перекидні моменти розраховані відносно центра обертання, розташованого в точці O , а точки прикладення результуючих сил E_n і E_0 знаходяться відповідно на відстані h_n і h_0 від верху засипання.

Сказане повною мірою відноситься до результуючих зусиль і розташування точки прикладення результуючої сили активного тиску E_a за виконання умови $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma} \leq 0$.

Якщо ця умова не виконується (тобто $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma} > 0$), то за нульову слід приймати точку з абсцисою $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma}$, а координату прикладення сили E_a приймати рівною $h_a = \frac{M_a}{E_a} + \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma}$ від верху засипання.

Досвід проектування показує, що розрахунок активно-го тиску і тиску спокою з використанням наближених формул (3.22) і (3.24) дозволяє отримати дані, досить близькі результатам, отриманим з використанням точних методів (3.4). При цьому наближена формула для визначення пасивного тиску (3.23) дає завищені результати (вважається, що при куті внутрішнього тертя $0 \leq \varphi \leq 10^\circ$ пасивний тиск можна розраховувати з використанням наближеної формули (3.23), а при великих значення кута внутрішнього тертя слід використовувати точні рішення). Слід також пам'ятати, що для того, щоб активний тиск проявився в повній мірі, переміщення споруди повинне бути досить великим.

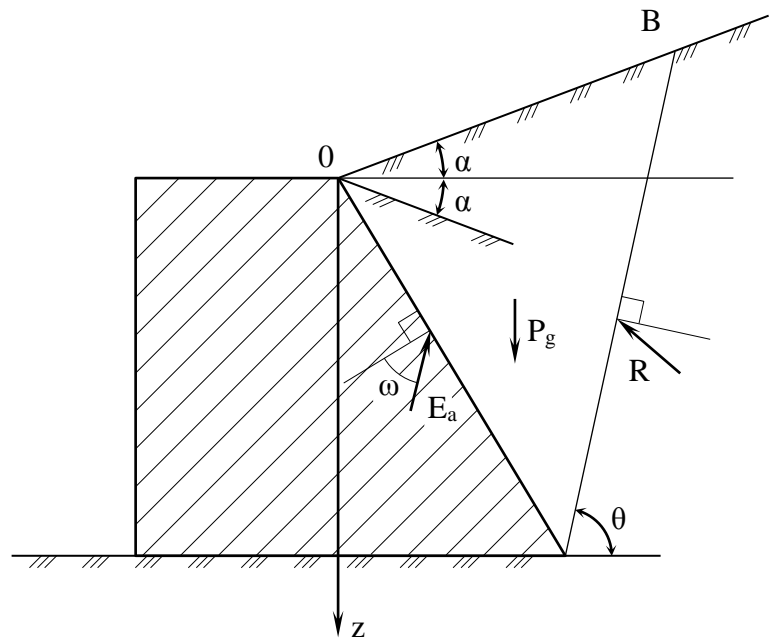


Рис. 3.13. До визначення тиску на підпірну стінку при врахуванні нахилу та шорсткості її грані, а також нахилу поверхні засипання

Урахування нахилу, шорсткості задньої грані стінки і нахилу поверхні засипання. Це досить загальний випадок розрахунку огорожуючих конструкцій. Розглянемо рівновагу призми OAB (рис. 3.13) припустивши, що ґрунт засипання знаходиться в граничному стані. Призма знаходиться у рівновазі, якщо діючі на неї сили – її вага P_g , реактивний відпір з боку огорожуючої конструкції E_a та відпір з боку масиву ґрунту, що примикає до неї, взаємно компенсуються (тобто якщо сума векторів діючих на призму сил дорівнює нулю). Розрахунок виконують за таким алгоритмом.

1. Задаються кутом нахилу ω між рівнодіючою реактивного тиску на ґрунт із боку підпірної стінки R_a і нормаллю до її задньої грані (мал. 3.13). Його приймають рівним:

- куту внутрішнього тертя φ при дуже шорсткій поверхні стінки;
- нулю – при засипанні з водонасиченого дрібного і пилюватого піску, при наявності динамічного навантаження на основу;
- $0,54 \cdot \varphi$ у всіх інших випадках.

2. За формулою

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot (1 + \sqrt{z})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2(\varepsilon) \cdot \cos(\varepsilon + \omega)} \quad (3.26)$$

визначають тиск на підпірну стінку. Тут $z = \frac{\sin(\varphi + \omega) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \omega) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}$; h – висота

підпірної стінки; γ – питома вага ґрунту засипання; ε – кут нахилу задньої грані стінки до вертикалі; α – кут нахилу поверхні засипання до горизонту (прийма-

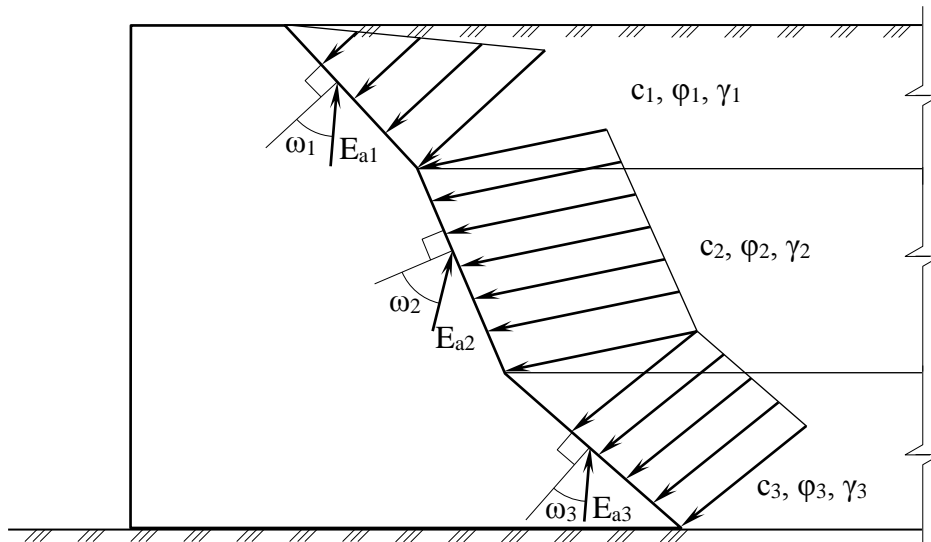


Рис. 3.14. До визначення активного тиску у випадку ламаної форми задньої грані стінки та неоднорідного ґрунту засипання

ють або позитивним, або негативним, див. рис. 3.13); ω – кут нахилу між рівнодіючою реактивного тиску на ґрунт із боку підпірної стінки R_a і нормаллю до її задньої грані (див. п.1 даного алгоритму).

Формула (3.26) не може бути застосована для крутих укосів ($\alpha > \varphi$), що самі по собі нестійкі, а також для підпірних стінок з дуже пологою задньою гранню (при $\varepsilon \geq 65^\circ$).

Визначення активного тиску при ламаній формі задньої грані стінки і неоднорідних ґрунтах засипання виконують за викладеною вище методикою "зверху вниз" (рис. 3.14). При цьому стінка і ґрунти засипання розділяються горизонтальними лініями на окремі шари, у межах кожного з яких кут нахилу стінки і фізико-механічні характеристики постійні. Нижче рівня підземних вод значення питомої ваги ґрунту приймають з урахуванням виважуючої дії води.

Побудова епюри активного тиску виконують, починаючи з верхньої ділянки стінки, причому для кожної ділянки використовують формулу (3.26).

Вплив верхніх ґрунтів засипання при визначенні активного тиску в межах кожної ділянки, розташованої нижче, враховують як рівномірно розподілене навантаження q .

Визначення активного і пасивного тиску методами теорії граничної рівноваги. Ці рішення отримані В. В. Соколовським шляхом чисельного інтегрування диференціальних рівнянь теорії граничної рівноваги (3.4) для випадку горизонтальної поверхні засипання однорідним сипучим ґрунтом. При цьому враховують кут нахилу і шорсткість задньої грані стінки.

Ординати епюри активного тиску обчислюють за методикою, аналогічною до викладеної у розділі 3.2 (формула (3.13)). З цією метою для визначення активного тиску використовують формулу

$$\sigma_a = \bar{q}_0 \cdot (\gamma \cdot z + q), \quad (3.27)$$

а для визначення пасивного тиску – формулу

$$\sigma_n = \bar{q}'_0 \cdot (\gamma \cdot z + q), \quad (3.28)$$

де q – інтенсивність навантаження на поверхні засипання; \bar{q}_0 і \bar{q}'_0 – табличні безрозмірні коефіцієнти, які визначають залежно від значень кута внутрішнього тертя ґрунту φ , кута нахилу грані стінки до вертикалі ε і кута тертя на контакті ґрунту зі стінкою ω .

У більш складних випадках застосовують й інші методи, зокрема графічний метод К. Кульмана, що дозволяє вирішувати задачу при довільному обрисі поверхні ґрунту засипання і будь-яких схемах завантаження.

Література

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
2. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М.: АСВ, 1994. – 527 с.
3. Далматов Б.И. Механика грунтов / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов. – М.: АСВ, 2000. – 204 с.
4. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.