МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА
І АРХІТЕКТУРИ

Спеціальність 192

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання практичних робіт та індивідуального завдання
з дисципліни «Механіка ґрунтів та інженерні вишукування»
(цикл «Механіка ґрунтів»)
кафедри «Геотехніки, підземних і гідротехнічних споруд»

ХАРКІВ 2021

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Спеціальність 192

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання практичних робіт та індивідуального завдання
з дисципліни «Механіка ґрунтів та інженерні вишукування»
(цикл «Механіка ґрунтів»)
кафедри «Геотехніки, підземних і гідротехнічних споруд»

Рекомендовано кафедрою
ГПГС
Протокол №11 від 28.12.2020

ХАРКІВ 2021

Методичні вказівки до виконання практичних робіт та індивідуального завдання з дисципліни «Механіка грунтів та інженерні вишукування» (цикл «Механіка грунтів») для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та громадянська інженерія» / Укладачі: Самородов О.В., Єсакова С.В., Чепурний Д.О., Кротов О.В., Табачніков С.В. Харків, ХНУБА, 2021. 63 с.

Рецензент О.І. Бондаренко

Кафедра геотехніки, підземних і гідротехнічних споруд

ВСТУП

Методичні вказівки до виконання практичних робіт та індивідуального завдання розроблено відповідно до робочої програми ВБ 1.8 «Механіка ґрунтів та інженерні вишукування» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

Міждисциплінарні зв'язки навчальної дисципліни відповідно до структурно-логічної схеми освітньої програми: ОК 17. Інженерна геологія

Задачі. Дані методичні вказівки до виконання практичних занять та індивідуального завдання з дисципліни "Механіка ґрунтів та інженерні вишукування" дозволяють студентам розрахувати масивну і гнучку підпірні стіни, використовуючи існуючі методи розрахунку щодо конкретних геологічних умов будівельного майданчика.

Мета роботи - закріплення теоретичних знань з теорії тиску ґрунту на огороджувальні конструкції і набуття практичних навичок в проектуванні підпірних стін.

Послідовність виконання складається з наступних етапів:

1. Розрахунок масивної підпірної стінки:

- визначення активного і пасивного тиску ґрунту на підпірну стіну, в тому числі від навантаження на поверхні засипки;
- визначення ширини підошви фундаментної частини стінки і зусиль, що діють в рівні підошви;
- розрахунок несучої здатності (стійкості) основи стінки:
  - аналітичним методом;
  - графоаналітичними методами:
    – розрахунок стійкості проти плоского і глибинного зрушень по підошві методом ламаних поверхонь ковзання;
    – розрахунок стійкості проти глибинного зсуву методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.

2. Розрахунок гнучкої підпірної стінки

- визначення активного тиску ґрунту на підпірну стінку;
- визначення зовнішніх зусиль гнучкої підпірної стіни без урахування вертикальної складової;
- визначення табличним методом кута повороту, горизонтального переміщення, згинального моменту, перерізуючих сил і відпору ґрунту по глибині підпірної стінки;
- підбір площі арматури палі відповідно до прийнятого перетину у складі гнучкої підпірної стінки.

Приклад розрахунку підпірної стінки по заданим вихідним даним з короткими теоретичними відомостями по кожному розділу наведено далі.

Розрахунково-пояснювальна записка індивідуального завдання повинна включати в себе всі необхідні розрахунки і ескізи і складатися з 30 - 40 сторінок формату А4.

ОСНОВНІ ПОНЯТТЯ

Підпірної стіною називається споруда, що утримує ґрунт від обвалення в укосах насипів і виїмок.

Підпірні стіни знаходять широке застосування в промисловому, цивільному, дорожньому, залізничному і гідротехнічному будівництві, а також в гірничій справі і фортифікації.

Різні приклади застосування підпірних стін показані на рис. 1.

За конструктивним рішенням підпірні стіни підрозділяються на масивні і тонкостінні.

У масивних підпірних стінах їх стійкість на зсув та перекидання при впливі горизонтального тиску ґрунту забезпечується в основному власною вагою стіни.

У тонкостінних підпірних стінах їх стійкість забезпечується власною вагою стіни і вагою ґрунту, що залучається конструкцією стіни в роботу, або защемленням стін в основу (гнучкі підпірні стіни і шпунтові огорожі).

Як правило, масивні підпірні стіни більш матеріаломісткі та більш трудомісткі при зведенні, ніж тонкостінні, і можуть застосовуватися при відповідному, техніко економічному обґрунтуванні (наприклад, при зведенні їх з місцевих матеріалів, відсутності збірного залізобетону і т. і.).

Масивні підпірні стіни відрізняються одна від одної формою поперечного профілю і матеріалом (бетон, бутобетон і т. і.) (рис. 2).

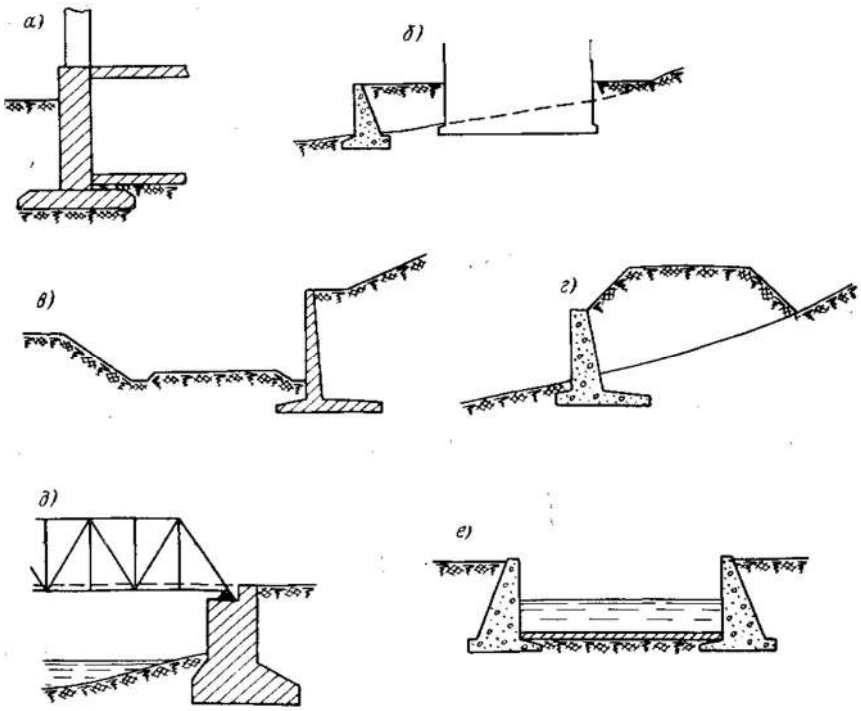


Рис. 1 - Приклади застосування підпірних стін

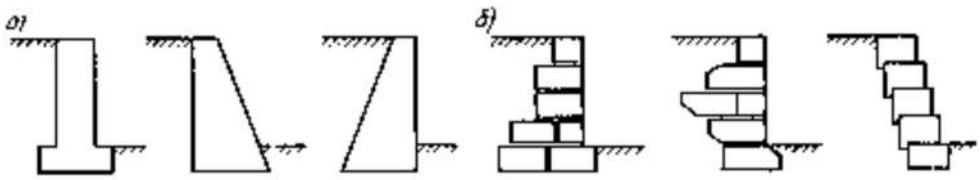


Рис. 2 - Масивні підпірні стіни
а - в - монолітні; г - е - блокові

У промисловому і цивільному будівництві, як правило, знаходять застосування *тонкостінні підпірні стіни* кутового типу, наведені на рис. 3.

За способом виготовлення тонкостінні підпірні стіни можуть бути монолітними, збірними і збірно-монолітними.

Тонкостінні консольні стіни кутового типу складаються з лицьових і фундаментних плит, жорстко пов'язаних між собою.

У повнозбірних конструкціях лицьові і фундаментні плити виконуються з готових елементів. У збірно-монолітних конструкціях лицьова плита збірна, а фундаментна - монолітна.

Тонкостінні підпірні стіни з анкерними тягами складаються з лицьових і фундаментних плит, з'єднаних анкерними тягами (зв'язками), які створюють в плитах додаткові опори, які полегшують їх роботу.

Сполучення лицьових і фундаментних плит може бути шарнірним або жорстким.

Контрфорсні підпірні стіни складаються з огороджувальної лицьовій плити, контрфорса і фундаментної плити. При цьому ґрунтове навантаження від лицьової плити частково або повністю передається на контрфорс.

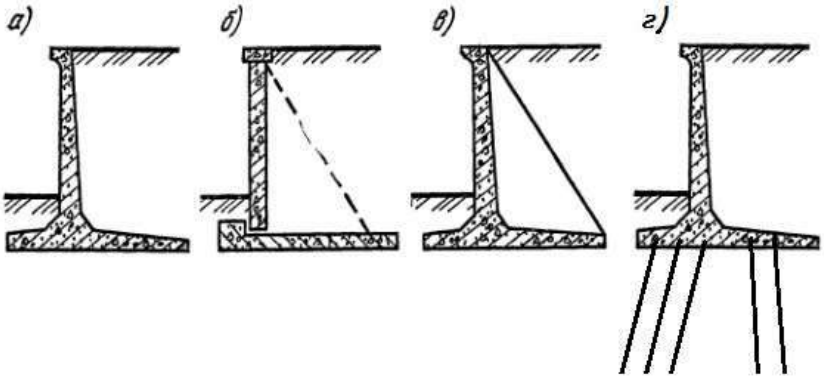


Рис. 3 - Тонкостінні підпірні стіни
а - кутові консольні; б - кутові анкерні; в - контрфорсні; г - на палях

Гнучкі підпірні стіни і шпунтові огорожі можна виконувати з дерев'яного, залізобетонного і металевого шпунта спеціального профілю. При невеликій висоті використовуються консольні стіни; високі стіни анкерують, встановлюючи анкери в кілька рядів (рис. 4)

Підпірні стіни можуть бути зведені на природній основі - скельній або нескельній, штучній або пальовій.

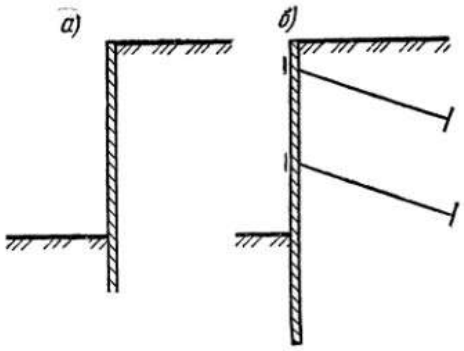


Рис. 4 - Схеми гнучких підпірних стін
а - консольна; б - з анкерами

РОЗРАХУНОК МАСИВНОЇ ПІДПІРНОЇ СТІНИ

1.1. Визначення активного і пасивного тиску ґрунту на підпірну стіну

Тиск, який чиниться ґрунтом засипки на задню грань стіни і навантаження на її поверхні, може реалізуватися в різних видах і значеннях, в залежності від конструктивних особливостей стіни, від міцності ґрунту засипки і основи, від величини і напрямку переміщень стінки.

При відсутності переміщення стінки реалізується тиск спокою σ_0. Активний тиск ґрунту σ_a реалізується при переміщенні стінки в сторону від засипки і відповідає мінімальному значенню тиску ґрунту. пасивне тиск σ_n реалізується при переміщеннях стіни в бік засипки і відповідає максимальному значенню тиску ґрунту.

Зміна тиску ґрунту в залежності від переміщення стінки *u* представлено на рис. 1.1.

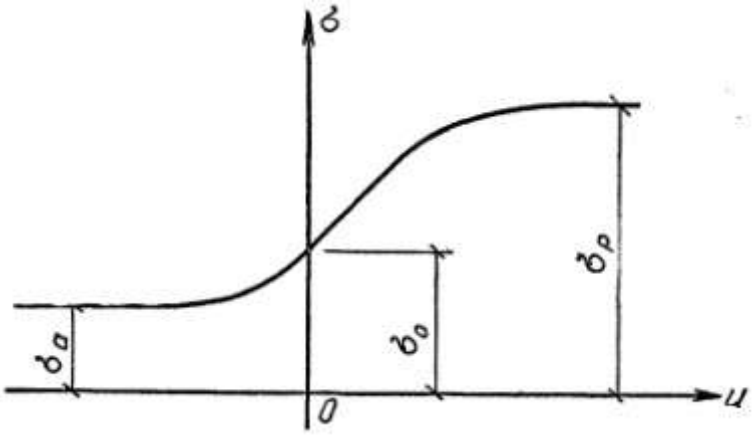


Рис. 1.1 - Зміна тиску ґрунту засипки σ_i на підпірну стіну в залежності від її горизонтального переміщення *u*

Зазвичай в інженерних розрахунках використовують величину активного тиску σ_a, яке реалізується при досить малих переміщеннях стінки. У цьому випадку конструкція стіни виходить більш економічною, ніж в розрахунках з використанням тиску спокою σ_0. Якщо стінка зміщується в напрямку дії засипки, тобто від ґрунту, то тиск різко падає до активного - σ_a. У разі ж руху стінки на ґрунт тиск нелінійно зростає до свого граничного значення - пасивного тиску σ_n. Для реалізації повної величини σ_n буде потрібна така величина переміщення (внаслідок ущільнення ґрунту), яка не може бути допущена в умовах нормальної експлуатації стіни (~ 3-4 см).

Для визначення тисків на підпірну стінку спрощено приймаємо незалежну дію тиску ґрунту і навантаження на поверхні засипки, при цьому невигіднійші кути нахилу призми обвалення θ_a (в разі активного тиску ґрунту) і призми випирання θ_n (в разі пасивного тиску ґрунту) дорівнюватимуть:

$$\theta_a = 45^0 + \frac{\varphi}{2}; \quad (1)$$

$$\theta_n = 45^0 - \frac{\varphi}{2}, \quad (2)$$

де φ - кут внутрішнього тертя ґрунту.

Коефіцієнти активного і пасивного тиску ґрунту на підпірну стінку відповідно рівні:

$$\lambda_{a,i} = tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi_i}{2}\right); \quad (3)$$

$$\lambda_{n,i} = tg^2\left(45^0 + \frac{\varphi_i}{2}\right), \quad (4)$$

де φ_i - кут внутрішнього тертя і-го шару ґрунту.

Значення верхньої ординати активного тиску ґрунту кожного шару на підпірну стінку визначаємо за формулою, кН / м2:

$$\sigma^{в}_{a,i+1} = \sigma_{z,i}\lambda_{a,i+1}. \quad (5)$$

Значення нижньої ординати активного тиску ґрунту кожного шару на підпірну стінку визначаємо за формулою, кН / м2:

$$\sigma^{н}_{a,i} = \sigma_{z,i}\lambda_{a,i}. \quad (6)$$

де $\sigma_{z.i}$ - вертикальний тиск ґрунту і-го шару ґрунту;

$\lambda_{a,i}$ – коефіцієнт активного тиску ґрунту і-го шару.

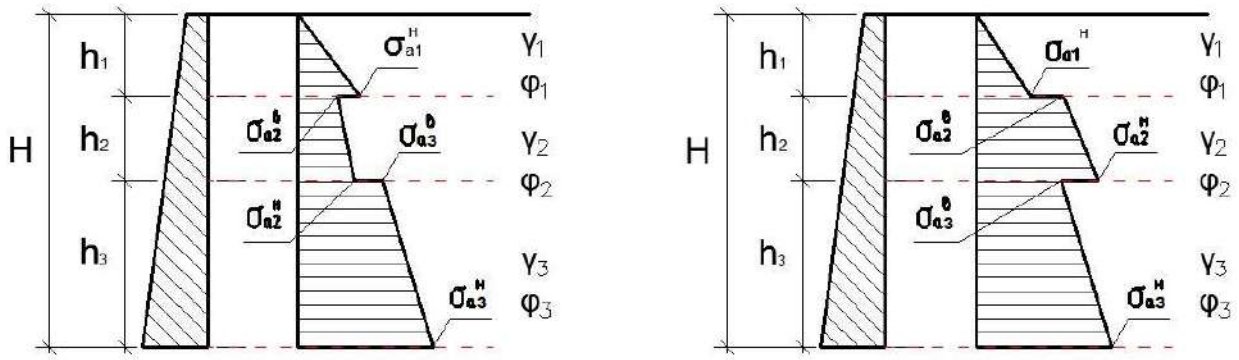


Рис. 1.2 - Активний тиск неоднорідного ґрунту
а - $\varphi_1 > \varphi_2 < \varphi_3$; *б* – $\varphi_1 < \varphi_2 > \varphi_3$

Значення ординат пасивного тиску ґрунту на підпірну стіну, визначається аналогічно ординатам активного тиску шару ґрунту, приймаючи замість коефіцієнтів активного тиску $\lambda_{a,i}$ коефіцієнти пасивного тиску $\lambda_{n,i}$ кН / м2:

$$\sigma^{н}_{n,i} = \sigma_{z,i+1}\lambda_{n,i}. \quad (7)$$

$$\sigma_{n,i}^{в} = \sigma_{z,i}\lambda_{n,i}. \quad (8)$$

Далі визначаємо тиск ґрунту від місцевого навантаження на поверхні методом з постійним кутом нахилу поверхонь ковзання θ.

Справжній метод заснований на вирішенні теорії граничної рівноваги в припущенні утворення постійного кута нахилу θ до горизонту і передачі навантаження на деяку глибину інтенсивністю $q\lambda_a$ по висоті підпірної стінки [4]. Розрахункова схема представлена на рис.1.3.

Інтенсивність активного тиску σ_{aq} на стінку від місцевого навантаження на поверхні q дорівнює, кН / м2:

$$\sigma_{aq} = q\lambda_{a,cp}, \quad (9)$$

де q - величина місцевого навантаження на поверхні, кН / м2;

$\lambda_{a,cp}$ - середньозважене значення коефіцієнтів активного тиску ґрунту, що розраховується за формулою:

$$\lambda_{a,cp} = tg^2\left(45 - \frac{\varphi_{cp}}{2}\right); \quad (10)$$

де φ_{cp} - середньозважене значення кута внутрішнього тертя, яке розраховується за формулою:

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3}{h_1 + h_2 + h_3}$$

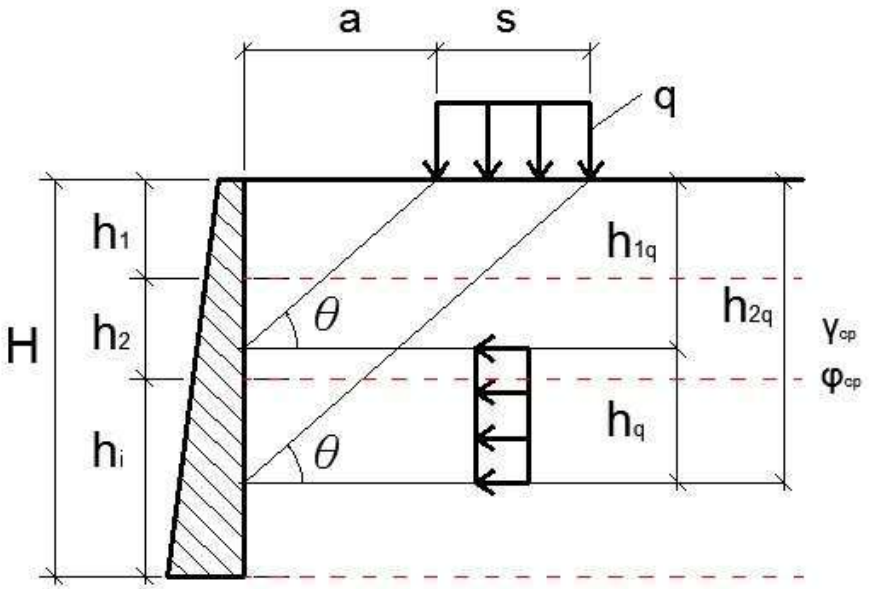


Рис. 1.3 - Розподіл горизонтального тиску σ_{aq} при постійному куті нахилу поверхонь ковзання θ

1.2. Визначення ширини підошви фундаментної частини стінки і зусиль, що діють в рівні підошви

Для визначення зусиль по підошві фундаментної частини підпірної стінки обчислимо рівнодіючі епюр тиску і відстані від них до позначки підошви фундаменту.

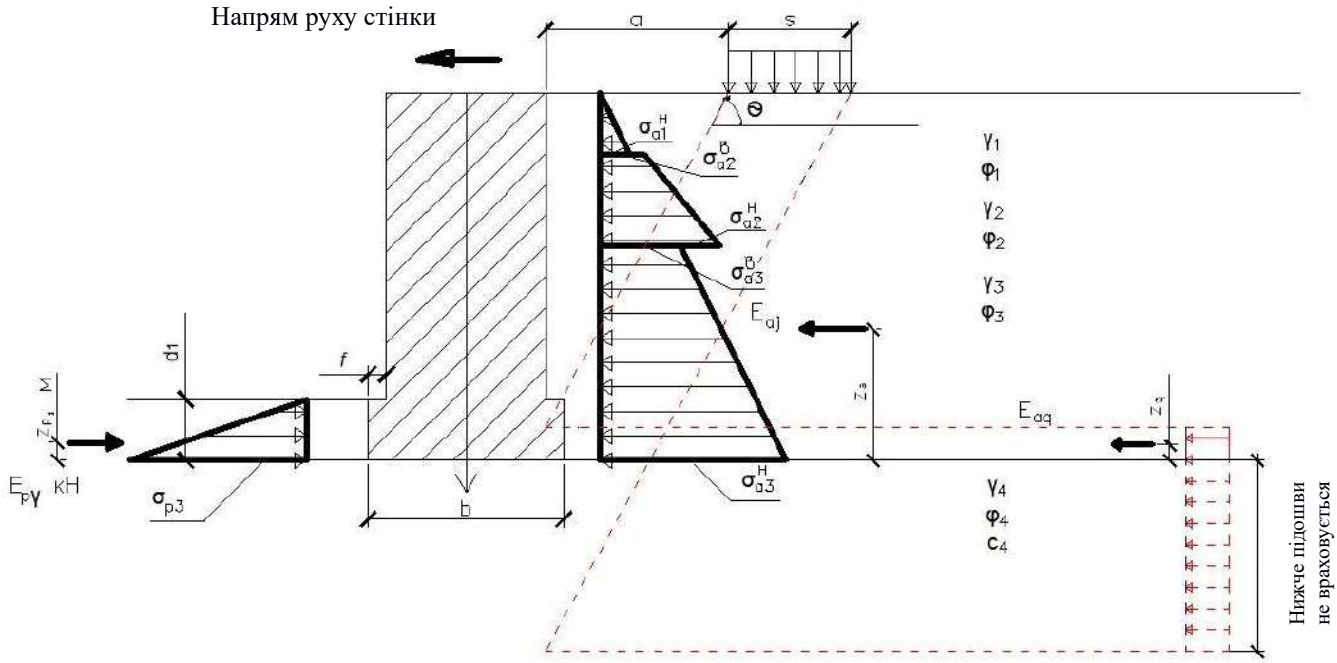


Рис. 1.4 - Схема розподіл зусиль, що діють на підпірну стіну

Визначимо рівнодіючі тисків:

– рівнодіюча активного тиску ґрунту:

$$E_{a\gamma} = \sum_{i=1}^{n} A_{a,i}\,, \tag{11}$$

де $A_{a,i}$ - площа епюри активного тиску і-ого шару ґрунту, кН;

n - кількість шарів ґрунту.

– рівнодіюча пасивного тиску ґрунту:

$$E_p = \sum_{i=1}^{n} A_{p,i}\,, \tag{12}$$

де $A_{p,i}$ - площа епюри пасивного тиску і-го шару ґрунту, кН;

– рівнодіюча активного тиску ґрунту від місцевого навантаження на поверхні:

$$E_{aq} = \sigma_{aq} \cdot h_q\,, \tag{13}$$

де h_q - висота ділянки на підпірній стінці, куди передається тиск від місцевого навантаження на поверхні q, м:

$$h_q = h_{q,2} - h_{q,1}\,, \tag{14}$$

де $h_{q,1}$ і $h_{q,2}$ - відстань від рівня дії навантаження до початку і кінця ділянки на підпірній стінці, куди передається тиск від місцевого навантаження на поверхні q, відповідно, м.

Визначимо відстань $Z_{a\gamma}$ від докладання рівнодіючої активного тиску ґрунту $E_{a\gamma}$ до підошви стінки за формулою:

$$Z_{a\gamma} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{a,i} z_{a,i}}{\sum_{i=1}^{n} A_{a,i}}, \tag{15}$$

де $z_{a,i}$ - відстань від підошви підпірної стіни до центра ваги площі *i*-ої епюри активного тиску ґрунту;

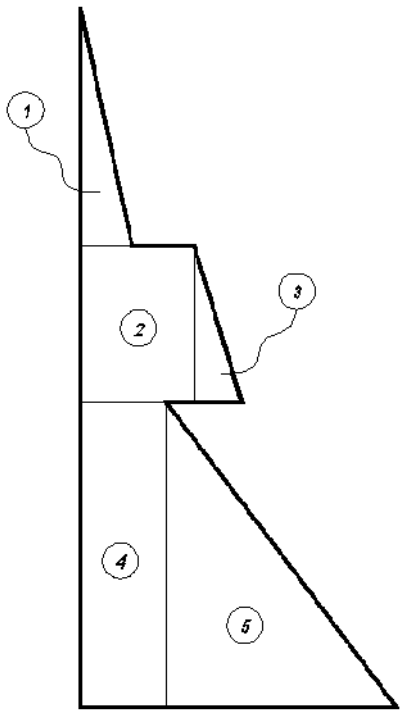


Рис. 1.5 - Передбачувана схема розбиття площі повної епюри активного тиску ґрунту на елементарні фігури

Визначимо відстань $Z_{p\gamma}$ від докладання рівнодіючої пасивного тиску ґрунту $E_{p\gamma}$ до підошви стінки за формулою:

$$Z_{p\gamma} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{p,i} z_{p,i}}{\sum_{i=1}^{n} A_{p,i}}, \tag{16}$$

де $z_{p,i}$ - відстань від підошви підпірної стіни до центра ваги площі *i*-ої епюри пасивного тиску ґрунту;

визначимо відстань Z_{aq} від докладання рівнодіюча E_{aq}, яка знаходиться в центрі ваги епюри σ_{aq}, від місцевого навантаження на поверхні:

$$Z_{aq} = H - h_{q1} - \frac{h_q}{2}. \tag{17}$$

Далі визначимо зусилля, діючі на підпірну стінку, пропонованого профілю без урахування впливу ваги ґрунту на виступах f фундаментної частини (рис. 1.6):

– власну вагу підпірної стінки або вертикальне зусилля в т. Про на погонний метр розраховується за формулою:

$$G = F_v = A_H \cdot \gamma_b, \tag{18}$$

де G - власна вага підпірної стінки, кН;

F_v - вертикальне зусилля в т. О, кН;

A_H - площа профілю підпірної стіни висотою Н, м2;

γ_b - об'ємна вага важкого бетону, приймається рівним 24 кН / м3;

– момент по підошві фундаменту розраховується за формулою:

$$M = E_{a\gamma} \cdot Z_{a\gamma} - E_{p\gamma} \cdot Z_{p\gamma} + E_{aq} \cdot Z_{aq}. \tag{19}$$

Ширину фундаментної частини підпірної стінки b попередньо знайдемо з умови рівності нулю мінімального крайового напруги, яке, визначається за формулою:

$$p_{\min} = \frac{F_v}{A} - \frac{M}{W} = 0, \tag{20}$$

де А - площа підошви підпірної стінки, що дорівнює b · 1 м.п. (Тому що розглядається досить довге спорудження), м2;

W - момент опору перерізу, м3:

$$W = \frac{b^2 \cdot 1}{6}.$$

Підставивши формулу моменту опору в умова рівності нулю крайового напруги, отримуємо такий вираз:

$$p_{\min} = \frac{F_v}{b} - \frac{6M}{b^2} = 0,$$

з якого, вирішивши квадратне рівняння шляхом нескладних перетворень, попередньо підставивши величину F_v, Знайдемо ширину підошви b:

$$b = \frac{f(H-d) + \sqrt{f(H-d) + (6HM)/\gamma_b}}{H}, \tag{21}$$

де f - виступ підошви підпірної стінки, м;

d - глибина закладення підпірної стінки, м.

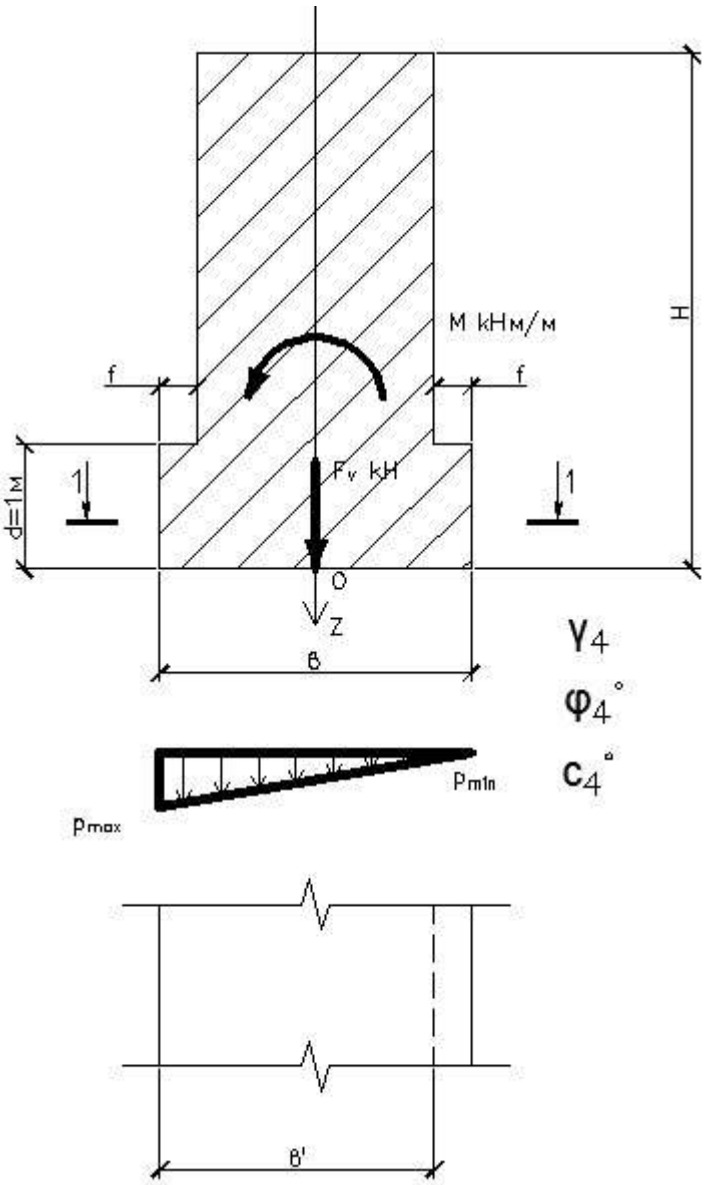


Рис. 1.6 - До визначення ширини фундаментної частини підпірної стінки *b*

У разі підпірних стін зі складним профілем по висоті H, ширина підошви b визначається ітераційно.

Проведемо перевірку допустимих максимальних крайових тисків на основу підпірної стіни $p_{\max}$. Для цього спочатку визначимо розрахунковий опір ґрунту *R* за формулою Е.1 з ДБН В.2.1-10-2009 [2] для отриманої ширини підошви b:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma \ + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma' + M_c \cdot c_4 \right], \qquad (22)$$

де γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, прийняті відповідно до табл. Е7 [2] або табл.1 Додатків;

k - коефіцієнт, який приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (*φ, c*) були визначені безпосереднім випробуванням, і $k = 1.1$, Якщо вони прийняті за таблицями;

M_γ, M_q і M_c - коефіцієнти, що визначаються за табл. Е8 [2] або табл.2 Додатків, в залежності від *φ*;

k_z - коефіцієнт, який приймають при $b < 10$м $k_z = 1$;

b - ширина підошви підпірної стіни, м;

γ - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який залягає нижче підошви підпірної стіни, кН / м3;

γ' - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який залягає вище підошви підпірної стіни, кН / м3:

$$\gamma' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \tag{23}$$

c_4 - розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою підпірної стіни, кПа;

d_1 - глибина закладення підпірної стіни від рівня планування, м.

Перевіряємо максимальні крайові напруги:

$$p_{\max} = \frac{F_v}{b} + \frac{6M}{b^2} \le 1.2R. \tag{24}$$

1.3. Розрахунок несучої здатності (стійкості) основи стінки

1.3.1. Аналітичний метод

Визначаємо кут нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу з умови

$$tg\delta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{E_{a\gamma} + E_{aq}}{F_v}. \tag{25}$$

У разі дії на конструкцію підпірних стін горизонтальних навантажень, при дотриманні умови $tg\delta = \frac{\sum F_{sa}}{F_v} \le \sin\varphi_4$, вертикальна складова граничної сили опору підстави дорівнює:

$$F_v \le N_u = b'l'\left(N_\gamma \xi_\gamma b'\gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1\right), \tag{26}$$

де F_{sa} - проекції сил, що зсувають стінку на горизонтальну вісь, кН;

φ_4 - кут внутрішнього тертя ґрунту, що знаходиться нижче підошви;

b' - наведений розмір підошви фундаментної частини, в напрямку якого передбачена втрата стійкості основи (рис. 1.6), м:

$$b' = b - 2e_b, \tag{27}$$

e_b - ексцентриситет прикладання рівнодіючої навантаження в напрямку поперечної осі підпірної стінки, м:

$$e_b = \frac{M}{F_v};$$

l' - приведена довжина підошви підпірної стінки, приймається рівною 1 м;

N_γ, N_q, N_c - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що визначаються за таблицею Ж.1 [2] або табл.3 Додатків;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c - коефіцієнти форми фундаменту, що розраховуються за формулами:

$$\xi_\gamma = 1 - 0.25/\eta;$$
$$\xi_q = 1 + 1.5/\eta;$$
$$\xi_\gamma = 1 + 0.3/\eta;$$

$\eta = l/b$, для підпірної стінки приймається рівним 1;

γ_4 - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який залягає нижче підошви підпірної стіни, кН / м3;

$\gamma_4^{'}$ - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який залягає вище підошви підпірної стіни, кН / м3:

$$\gamma_4^{'} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \tag{28}$$

c_4 - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою підпірної стіни, кПа.

1.3.2. Графоаналітичні методи

1.3.2.1 Розрахунок стійкості проти глибинного зсуву методом ламаних поверхонь ковзання.

Розрахунок стійкості проти зсуву виконується за формулою (29). При цьому стіни з горизонтальною підошвою розраховуються за трьома можливими варіантами зсуву: $\beta = \varphi_4$, $\beta = \varphi_4/2$ і $\beta = 0$ (рис. 1.7).

$$\sum F_{sa} \le \frac{\gamma_c \sum F_{sr}}{\gamma_n}, \tag{29}$$

де $\sum F_{sa}$ - сума проекцій сил, що зсувають підпірну стінку на горизонтальну вісь, кН:

$$\sum F_{sa} = E_{a\gamma} + E_{aq}; \tag{30}$$

$\sum F_{sr}$ - сума проекцій сил, що утримують підпірну стінку сил на горизонтальну вісь, кН:

$$\sum F_{sr} = F_v tg(\varphi_4 - \beta) + bc_4 + E_{p\gamma}; \tag{31}$$

φ_4, c_4- міцності характеристики ґрунту основи підпірної стінки; значення φ_4 приймається не більше 30°, а значення c_4 - не більше 5 кПа;

γ_c - коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0.9;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням споруди, що дорівнює 1.15.

Рівнодіюча пасивного тиску $E_{p\gamma}$ обчислюється для шару ґрунту $(d + h_{p,i})$, відповідного значенню кожного з прийнятих кутів β.

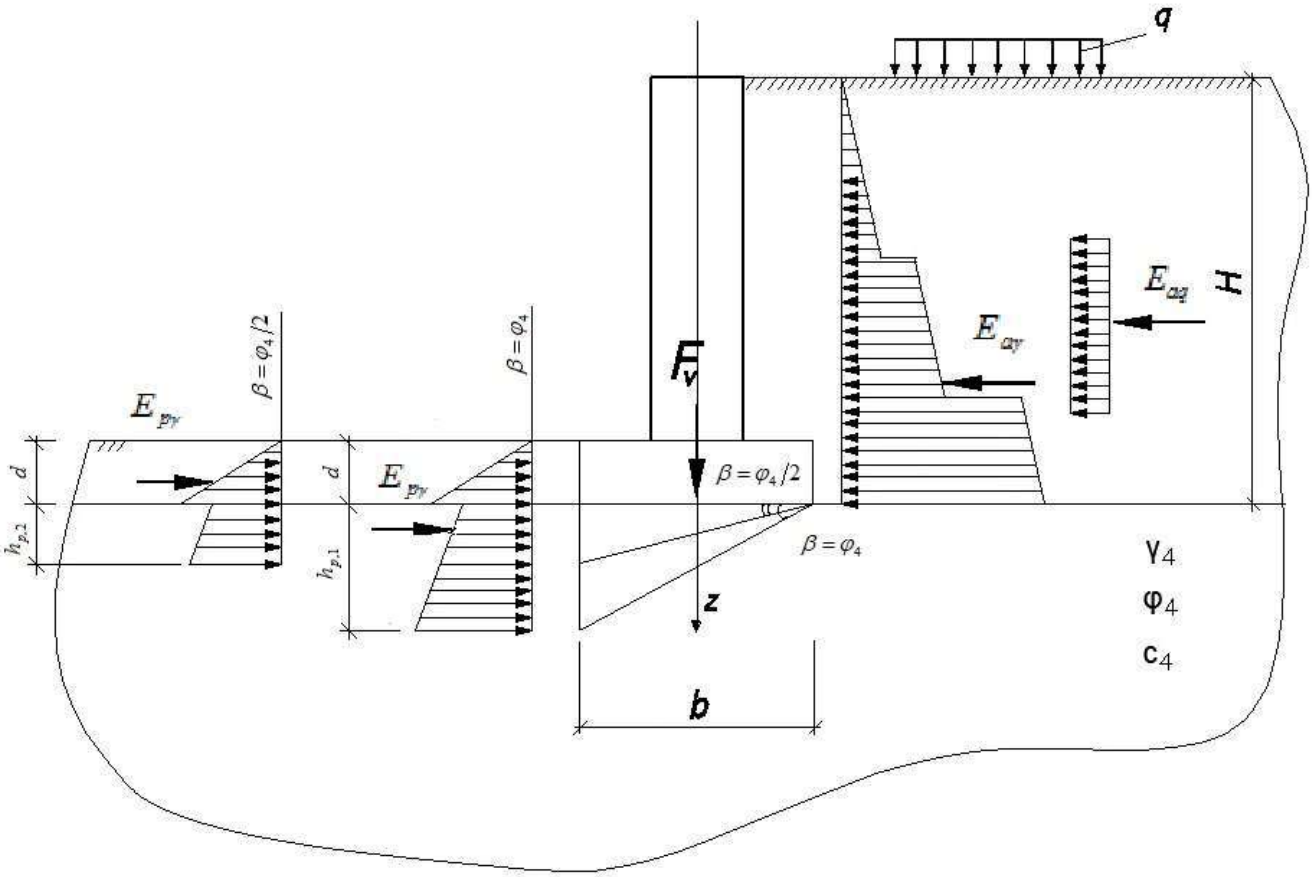


Рис. 1.7 - Схема розрахунку стійкості підпірних стін методом ламаних поверхонь ковзання

Стійкість окремо розташованих стін проти зсуву по підошві і по ламаним поверхням ковзання розраховується в усіх випадках незалежно від співвідношення вертикальних і горизонтальних навантажень. Для стін, що сприймають навантаження від верхньої будови, розрахунок стійкості проти зсуву проводиться тільки при невиконанні умови $tg\delta < \sin\varphi_4$.

1.3.2.2. Розрахунок стійкості проти глибинного зсуву методом круглоциліндричних поверхонь ковзання

Дослідами встановлено, що втрата стійкості основи підпірної споруди, як правило, відбувається по поверхнях близьким до круглоціліндричних за обрисом. Тому цей метод є одним з найбільш точних.

Сутність застосування цього методу зводиться до наступного. Задаються центром обертання т.*O* підпірної стінки з масивом ґрунту, яка визначається шляхом проведення похилої лінії під кутом 36º до горизонту з верхньої точки укосу (підпірної стінки). Проводять контур круглоциліндричної поверхні радіусом *R* через точку *A*. Призму обвалення ділять вертикальними площинами на *n* відсіків. Силу тяжіння кожного відсіку G_i, в тому числі зовнішнього навантаженням на поверхні (35), і проектують рівнодіючу на поверхню ковзання. І розкладають на дві складові: N_i- що діє нормально до заданої поверхні ковзання, і T_i-

дотичну до цієї поверхні. Крім того, враховують зчеплення ґрунту по всій поверхні ковзання. Коефіцієнт стійкості η визначають як відношення:

$$\eta = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сдв}} = \frac{\sum T_{уд,i} R}{\sum T_{сдв,i} R + F_v \cdot 1}, \tag{32}$$

де $\sum M_{уд}$ - сума моментів сил, що утримують, кН · м;

$\sum M_{сдв}$ - сума моментів сил, що зсувають, кН · м;

R - радіус круглоциліндричної поверхні ковзання, м;

F_v - власна вага підпірної стіни, кН;

$\sum T_{уд,i}$ - сума сил, що утримують, кН;

$\sum T_{сдв,i}$ - сума сил, що зсувають, кН:

$$T_{уд,i} = N_i tg\varphi_{ср} = G_i \cos\alpha_i tg\varphi_{ср}, \tag{33}$$

$$T_{сдв,i} = G_i \sin\alpha_i . \tag{34}$$

де N_i - нормальна складова сили тяжіння *i*-ї ділянки, кН;

$\varphi_{ср}$ - усереднений кут внутрішнього тертя призми обвалення;

α_i - кут між нормаллю до основи і-тої ділянки і силою тяжіння G_i.

G_i - сила тяжіння *i*-ї ділянки, кН:

$$G_i = \gamma_{ср} A_i + q a_i, \tag{35}$$

де $\gamma_{ср}$ - усереднене значення питомої ваги ґрунту, кН / м3;

A_i - площа *i*-ї ділянки призми обвалення, м2;

q - величина зовнішнього навантаження, кН / м2;

a_i - довжина зовнішнього навантаження *q* в межах *i*-ї ділянки, м.

Умова забезпечення стійкості підпірної має вигляд:

$$\eta \geq 1.2 .$$

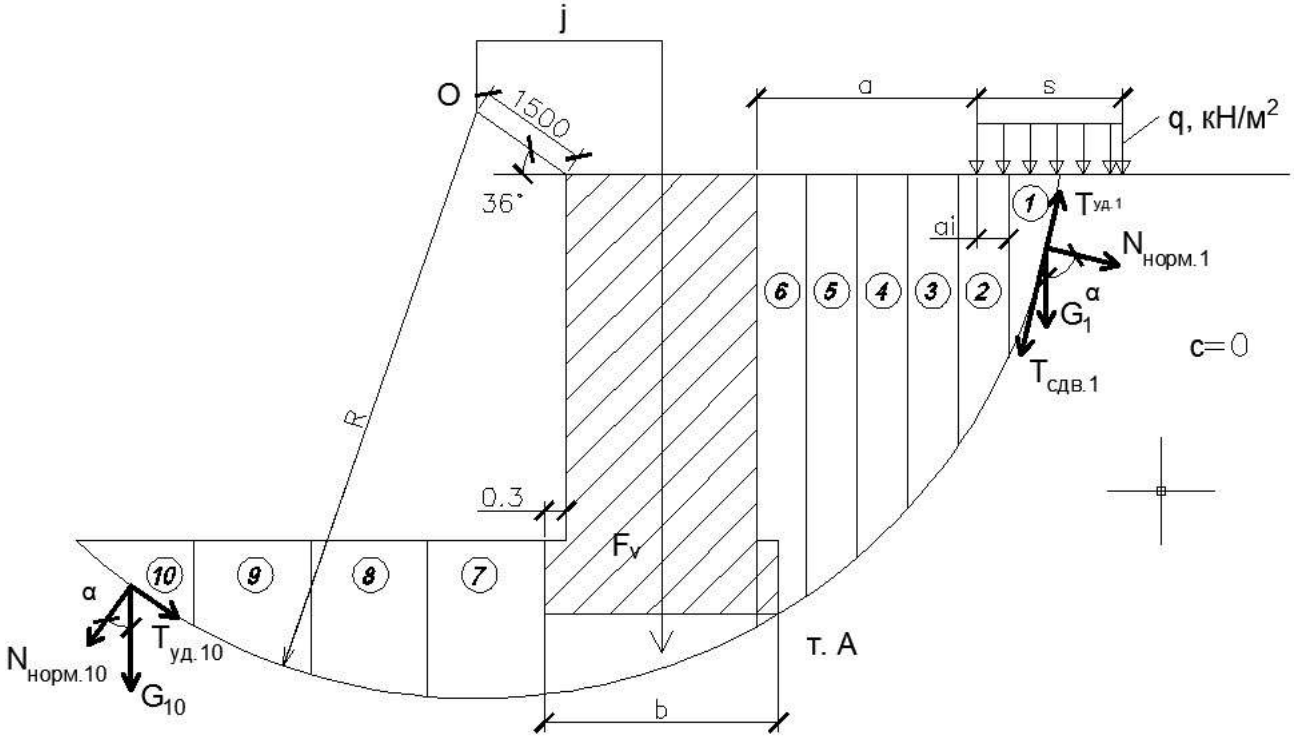


Рис. 1.8 - Схема розрахунку стійкості проти глибинного зсуву методом круглоциліндричних поверхонь ковзання

2. РОЗРАХУНОК ГНУЧКОЇ ПІДПІРНОЇ СТІНИ

Величезна кількість протяжних підземних споруд сприймають горизонтальні навантаження (огорожі котлованів, підпірні стінки, відкриті тунелі і т.д.) розраховують як гнучкі підпірні стіни, тобто гнучкі конструкції заанкерені в ґрунт.

В сучасних нормах по пальовим фундаментам [1] відсутній інженерний підхід до розрахунку паль на горизонтальне навантаження, а проектувальникам рекомендується використовувати сучасні розрахункові комплекси і моделювати взаємодію конструкцій з ґрунтом. Однак для аналітичного розрахунку в «Керівництві з проектування пальових фундаментів» [6] запропоновані прості методи розрахунку паль на горизонтальну і вертикальну сили і згинальним момент, що дозволяє визначити напружено-деформований стан гнучкої підпірної стінки з одного ряду паль.

2.1 Визначення активного тиску ґрунту на підпірну стіну

Активний тиск ґрунту на гнучку підпірну стіну визначається аналогічно активному тиску ґрунту на масивну підпірну стіну відповідно до п. 1.1.

2.2. Визначення зовнішніх зусиль гнучкої підпірної стінки без врахування вертикальної складової

Активний тиск ґрунту на гнучку підпірну стіну визначається аналогічно активному тиску ґрунту на масивну підпірну стіну відповідно до п. 1.1.

Визначаємо зусилля (H_0 - горизонтальне зусилля і M_0 - згинальний момент в рівні умовного защемлення палі) з розрахунку на 1 м.п., так як в роботу однієї палі включається ділянку ґрунту, що дорівнює відстані між осями паль (рис. 2.1, рис. 2.2):

$$H_0 = E_{\gamma a} + E_{aq}; \tag{36}$$

$$M_0 = E_{a\gamma} \cdot Z_{a\gamma} + E_{aq} \cdot Z_{aq}. \tag{37}$$

Розрахунок напружено-деформованого стану «затисненої» частини палі довжиною l проводиться на дію рівнодіючих H_0 і M_0 на рівні закладення палі.

Зважаючи на відносно малу вагу консольної частини палі приймемо вертикальну складову (власна вага палі) $N = 0$ *кН*..

Розрахунок паль на сумісну дію горизонтальних навантажень і моментів відповідно до схеми, наведеної на рис. 2.2., повинен включати:

а) розрахунок паль по деформаціям, який зводиться до перевірки дотримання умов:

$$y_0 \leq y_u, \tag{38}$$

тобто горизонтальні переміщення голови палі y_0 мають бути менше граничної величини;

$$\psi_0 \leq \psi_u, \tag{39}$$

тобто поворот голови палі ψ_0 повинен бути менше граничної величини;

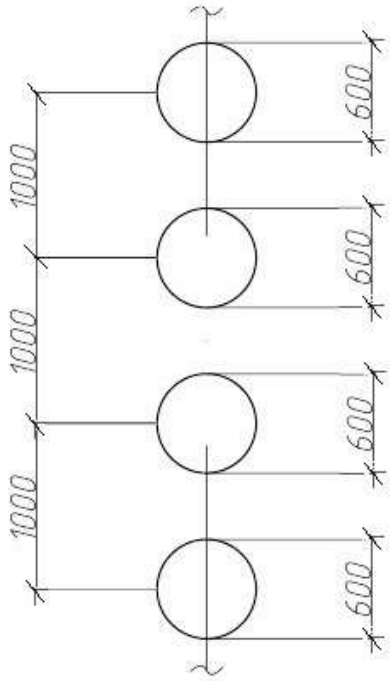


Рис. 2.1 - План розташування паль підпірної стінки

б) розрахунок стійкості основи, що оточує палю обмежується розрахунковим тиском σ_z, переданим на ґрунт бічною поверхнею палі, і проводиться перевірка перетинів палі по опору матеріалу за граничними станами першої і другої групи (по міцності, за утворенням і розкриттям тріщин) на дію перерізуючої сили Q і згинального моменту M;

Крім загального методу, в Керівництві пропонується табличний метод для визначення напружено-деформованого стану палі, що взаємодіє з ґрунтом, причому ґрунт розглядається як лінійно-деформована середа з лінійно-зростаючим по глибині коефіцієнтом постелі (коефіцієнтом жорсткості) рівним:

$$C_z = K \cdot z, \text{ кН/м}^3, \tag{40}$$

де z - глибина розташування перерізу палі в грунті, м;

K- коефіцієнт пропорційності, який визначається в залежності від виду ґрунту за табл. 1 (1) [6] або табл.4 Додатків, кН / М4.

Наведена розрахункова схема взаємодії палі з навколишнім ґрунтом представлена на рис. 2.2.

Розрахунки палі слід виконувати стосовно наведеної глибині розташування перерізу палі в ґрунті z і наведеної глибині занурення палі в ґрунт $\bar{l}$, що визначаються за формулами:

$$\bar{z} = \alpha_\partial \cdot z; \tag{41}$$

$$\bar{l} = \alpha_\partial \cdot l, \tag{42}$$

де z і l - справжня глибина розташування перерізу палі в ґрунті і дійсна глибина занурення паль (її нижнього кінця) в ґрунт, що відлічується від поверхні «закладення», м;

$\alpha_д$ - коефіцієнт деформації, 1 / м, що визначається за формулою:

$$\alpha_д = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E_c I}}, \tag{43}$$

де b_c - умовна ширина палі, м, яка приймається: для паль-оболонок, а також паль-стовпів і набивних паль з діаметром стовбурів від 0,8 м і більше b_c = 1,5d + 1 м, а для інших видів і розмірів перетинів паль b_c = d + 0,5 м;

Ес - початковий модуль пружності бетону палі при стисненні і розтягуванні, кН / м2;

I- момент інерції поперечного перерізу палі, м^4. Для паль круглого перетину:

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64}. \tag{44}$$

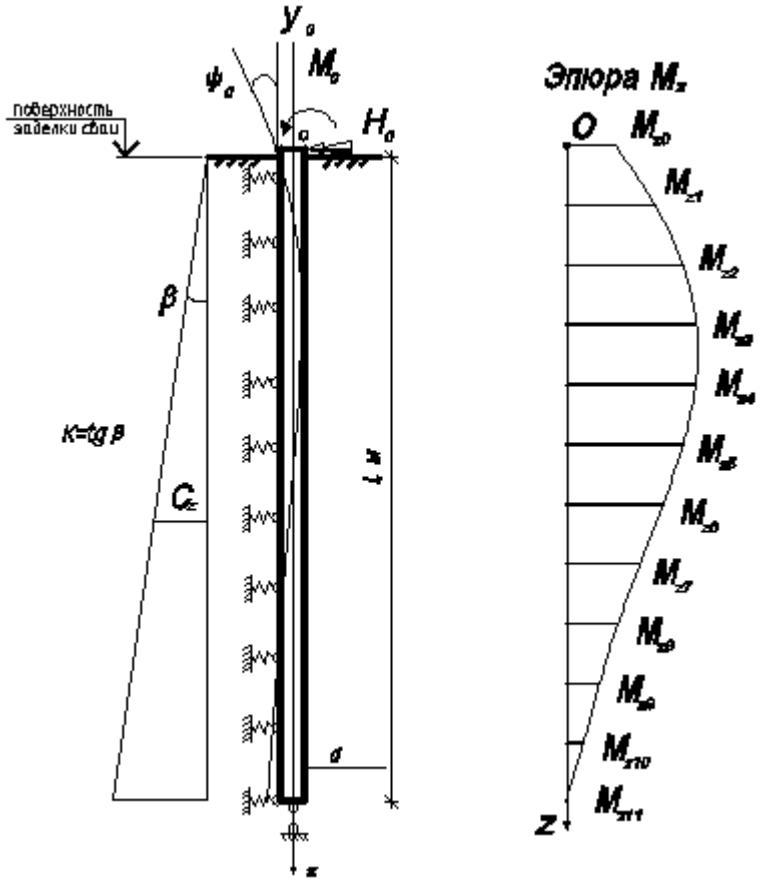


Рис. 2.2 - Схема взаємодії палі з лінійно-деформованої середовищем і епюра згинальних моментів M_z в перетинах палі по глибині

2.3. Визначення табличним методом кута повороту, горизонтального переміщення, згинального моменту, перерізуючої сили і відпору ґрунту по глибині підпірної стінки

Зусилля в перерізі палі і її деформації на глибині z визначаються за формулами:

- горизонтальне переміщення палі по глибині z, м:

$$y_z = \frac{1}{\alpha_\partial^2 E_c I}\left(F_1^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} L_1^z \cdot H_0\right);$$

- кут повороту палі по глибині z, рад:

$$\psi_z = \frac{1}{\alpha_\partial E_c I}\left(F_2^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} L_2^z \cdot H_0\right);$$

- згинальний момент в перерізі палі на глибині z, кН · м:

$$M_z = F_3^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} L_3^z \cdot H_0;$$

- перерізуюча сила в перерізі палі на глибині z, кН:

$$Q_z = \alpha_\partial \cdot F_4^z \cdot M_0 + L_4^z \cdot H_0;$$

- переданий тиск бічною поверхнею палі на ґрунт на глибині z, кН / м2:

$$\sigma_z = K \cdot z \cdot y_z,$$

де F_i^z, L_i^z - функції, що приймаються за табл. 8 [6] або табл.5 Додатків, в залежності від наведеної глибини закладення палі в ґрунт $\bar{l}$ і наведеної координати розглянутої точки $\bar{z}$.

2.4. Підбір площі арматури палі відповідно до прийнятого перетину у складі гнучкої підпірної стінки

Розрахунки виконуємо за допомогою формул і графіків «Посібника з проектування залізобетонних конструкцій з важких і легких бетонів без попереднього напруження арматури (до СНиП 2.03.01-84)» [5] і ДБН В.2.6-98: 2009 [3].

Перевірку міцності, а також визначення необхідної кількості поздовжньої арматури для круглих перетинів, допускається проводити за допомогою графіків рис. 2.3, обчислюючи величину коефіцієнта:

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{f_{cd} A r}, \tag{45}$$

де $M_{\max}$ - найбільше значення згинального моменту в палі, кН · м;

f_{cd} - міцність бетону на стиск, кН / м2;

A - площа поперечного перерізу палі, м2;

r - радіус поперечного перерізу палі, м.

Знаючи величину α_m і нехтуючи вагою консольної частини підпірної стінки, тобто приймаючи $\alpha_n = 0$, визначимо величину α_s за графіком на рис. 2.3 при співвідношенні a/D (a – захисний шар бетону, м; $D = d$ - діаметр палі, м).

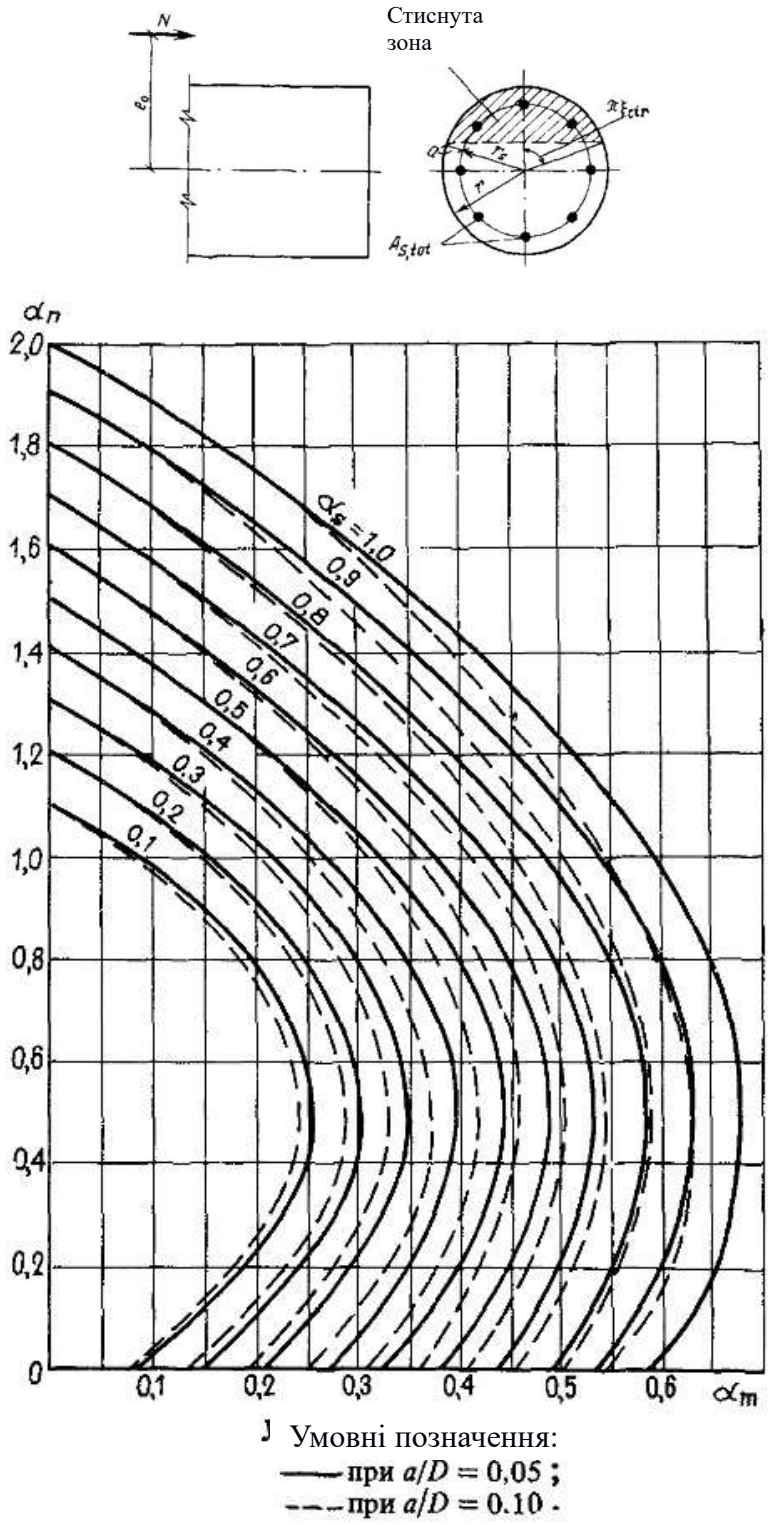


Рис. 2.3 - Графік несучої здатності позацентрово стиснутих елементів круглого перетину

Обчислюємо загальну площу перерізу арматури, м2:

$$A_{s,tot} = \alpha_s \frac{f_{cd} A}{f_{yd}}, \tag{46}$$

де f_{yd} - міцність арматури на розтяг, кН / м2.

Знаючи $A_{s,tot}$, за сортаментом арматури (табл. 6 Додатків) знайдемо необхідний діаметр одного стрижня, щоб загальна площа була не меншою розрахункової, приймаючи кількість стрижнів арматури в круглому перетині палі 8 штук.

Залізобетонний перетин палі схематично представлено на рис. 2.4.

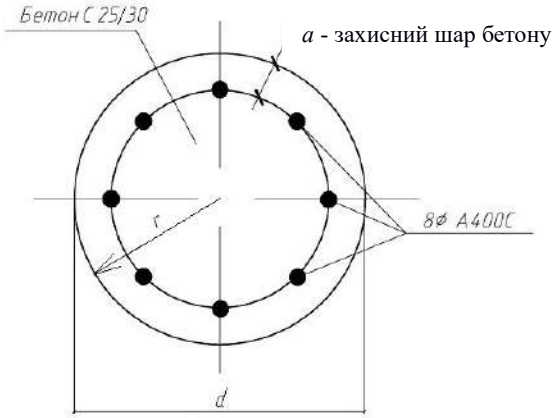


Рис. 2.4 - Поперечний перетин палі з 8-ю арматурними стрижнями

У разі неможливості забезпечення міцності і жорсткості гнучкої однорядної підпірної стінки, як правило, використовують попередньо напружені ін'єкційні анкера. Тому, такі утримуючі конструкції називають гнучкими підпірними стінками з анкерами або з анкерної закладенням.

2.5. Розрахунок гнучкої підпірної стінки з анкерної закладенням

Анкери можна використовувати в різних ґрунтах, за винятком тих, що набухають, просадних, мулів, торфів, глин текучої консистенції і тих, що сильно стискаються.

Розрахунок конструкцій анкерів і їх основ виконують за першим граничним станом з урахуванням коефіцієнта надійності $\gamma_m = \gamma_g = 2$ - для постійних анкерів і $\gamma_m = \gamma_g = 1.5$ для тимчасових .

Оптимальне положення анкера в ґрунті (рис.2.5), тобто кут його нахилу ω і повну довжину l_a, включаючи повну довжину вільної частини анкера l_f і довжину зони закладки l_b, підбирають при розрахунку загальної стійкості системи «стіна-ґрунт-анкер» на перекидання навколо низу споруди що анкерується виходячи з умов, що міцність ґрунтів на зсув в системі подолана і виникає «глибока лінія ковзання» (метод Кранца).

Одним з найпростіших інженерних підходів до пошуку параметрів анкерів є закладення кореня анкера в стійкий масив ґрунту за межами призми ковзання незаанкереної підпірної стінки.

Після цього за «глибоку лінію ковзання» приймають пряму між точками *b* повороту споруди що анкерується і точкою *c* (підошвою фіктивної анкерної стінки *ce*), що проходить через середину зони закладки анкера під кутом β до горизонталі (див. рис. 2.5).

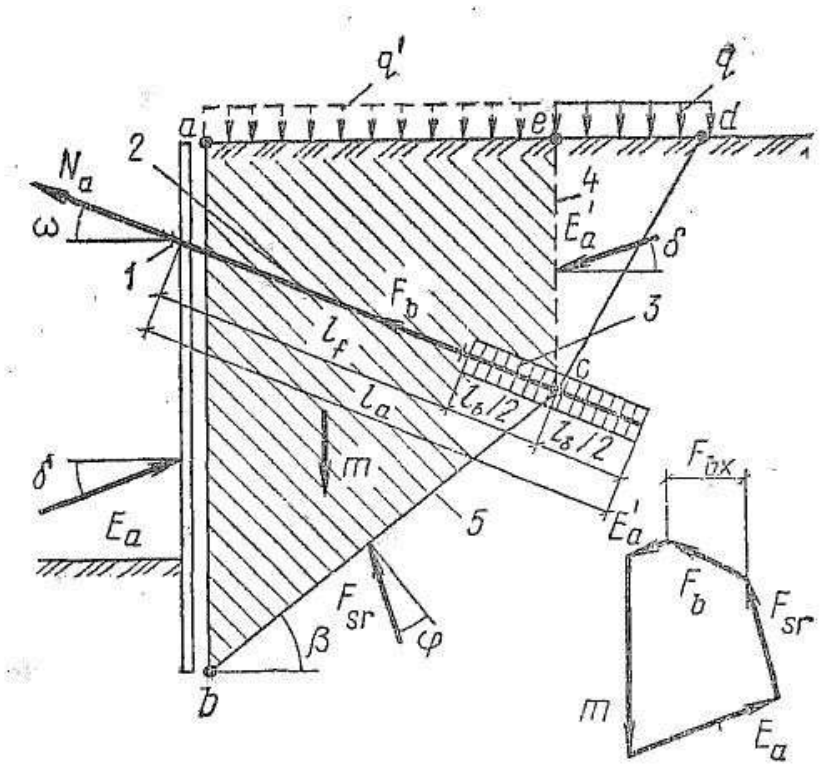


Рис. 2.5 - До визначення стійкості системи «стіна - ґрунт - анкер»
за «глибокою лінією ковзання» (метод Кранца):
1 - оголовок; 2 - анкерна тяга; 3 - зона закладки; 4 - фіктивна анкерна стінка;
5 - «глибока лінія ковзання»

Побудований з умови рівноваги заштрихованої призми abce силовий багатокутник включає масу m ґрунту над «глибокою лінією ковзання», рівнодіючу активного тиску E_a на спорудження що анкерується, силу реакції F_{sr} маси ґрунту над «глибокою лінією ковзання», несучу здатність F_b анкера в зоні закладки і рівнодіючу активного тиску $E_a^{'}$ ґрунту на фіктивну анкерну стінку. Рішення силового багатокутника дозволяє визначити горизонтальну проекцію *Fbx* несучої здатності анкера в зоні закладки, яка призводить заштриховану призму в стан граничної стійкості:

$$F_{bx} = f \cdot (G + g(\mathrm{E}_{ox} - E_{ax}^{'})), \qquad (47)$$

де

$$f = \frac{1}{ctg(\varphi - \beta) + tg\omega}; \; G = V \cdot \gamma + q \cdot S; \; g = ctg(\varphi - \beta); \; \beta = arctg(\frac{h_a}{l \cdot \cos\omega} - tg\omega);$$

V - об'єм призми ґрунту над «глибокою лінією ковзання» між спорудою, що анкерується і фіктивної анкерної стінкою, м3;

E_{ox} - горизонтальна проекція рівнодіюча активного тиску ґрунту на спорудження що анкерується, кН;

E'_{ax} - то ж, на фіктивну анкерну стінку, кН;

h_a - висота від низу підпірної стінки до рівня розташування оголовка *1* на стінці, м;

l - відстань від оголовка *1* до центру зони закладки анкера 3, м;

інші величини відомі і показані на рис. 2.5.

Коефіцієнт стійкості системи «стіна-ґрунт-анкер» на перекидання K_s навколо низу анкеруємої споруди визначають зі співвідношення:

$$K_s = \frac{F_{bx}}{N_{ax}} \geq \gamma_g . \tag{48}$$

Коефіцієнт надійності приймають $\gamma_m = \gamma_g = 2$ - для постійних анкерів і $\gamma_m = \gamma_g = 1.5$ для тимчасових.

Стійкість на перекидання багатоанкерних споруд перевіряють за «глибокими лініями ковзання» відповідно до розташування анкерів.

Несучу здатність зони закладення анкера рекомендується визначати виходячи з умов роботи зони закладення на висмикування з урахуванням опору тертя по боковій поверхні і напруженого стану навколишнього ґрунту, яке залежить від надлишкового тиску цементного розчину при ін'єктуванні за формулою:

$$F_{du} = km_p \pi d_b l_k p_b tg\varphi , \tag{49}$$

де *k=0,6* - коефіцієнт однорідності ґрунту; m_p - коефіцієнт, що враховує напружений стан навколишнього ґрунту в залежності від тиску при ін'єктуванні (для глин приймаємо - m_p = 0,4); d_b - діаметр свердловини, м; l_k - довжина кореня, м; p_b - величина надлишкового тиску в зоні защемлення при ін'єктуванні, кПа; φ_i - кут внутрішнього тертя ґрунту, град.

3. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ МАССИВНОЇ ТА ГНУЧКОЇ ПІДПІРНИХ СТІН

3.1. РОЗРАХУНОК МАССИВНОЇ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ

Вихідні дані (див. рис. 3.1):

γ_1=18,1 кН/м^3;

h_1=1 м;

φ_1=35°;

γ_2=20,4 кН/м^3;

h_2=1,5м;

φ_2=25°;

γ_3=18,4 кН/м^3;

h_3=3,5 м;

φ_3=35°;

γ_4=19,6 кН/м^3;

φ_4=23°;

c_4=20кН/м^2.

$I_{l,4}$ = 0.3

q=20 кН/м^2

a=3м.

s=2м.

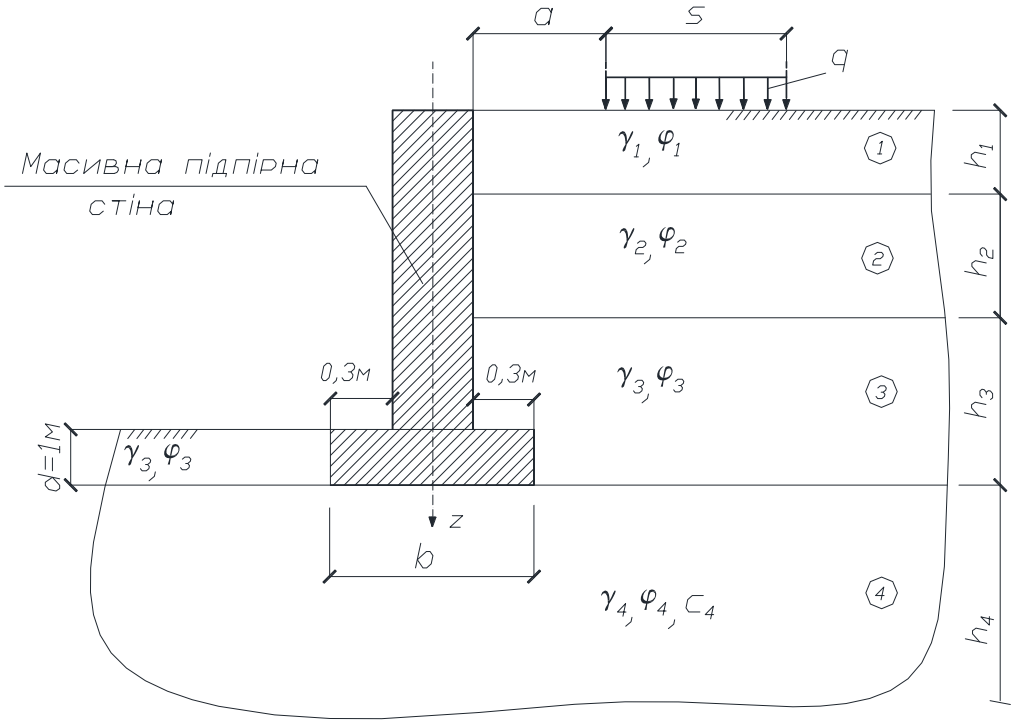


Рис. 3.1 – - Розрахункова схема (до індивідуального завдання)

3.1.1. Визначення активного і пасивного тиску ґрунту на підпірну стінку

$$\theta_{a,i} = 45^0 + \frac{\varphi_i}{2} = 45 + 16{,}25 = 61{,}25^\circ;$$

$$\theta_{n,i} = 45^0 - \frac{\varphi_i}{2} = 45 - 16{,}25 = 28{,}75^\circ.$$

Коефіцієнти активного і пасивного тиску ґрунту різних шарів на підпірну стінку рівні:

$$\lambda_{a1} = tg^2(45 - \varphi_1/2) = tg^2(45 - 35/2) = 0{,}27;$$

$$\lambda_{a2} = tg^2(45 - \varphi_2/2) = tg^2(45 - 25/2) = 0{,}405;$$

$$\lambda_{a3} = tg^2(45 - \varphi_3/2) = tg^2(45 - 35/2) = 0{,}27;$$

$$\lambda_{p3} = tg^2(45 + \varphi_3/2) = tg^2(45 + 35/2) = 3{,}69;$$

де:

λ_{a_i} — коефіцієнт активного тиску і-го шару ґрунту,

λ_{p_i} — коефіцієнт пасивного тиску і-го шару ґрунту.

Знайдемо величини активних і пасивних тисків різних шарів ґрунту на підпірну стінку:

$$\sigma_{a1}^{н} = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot \lambda_{a1} = 18{,}1 \cdot 1 \cdot 0{,}27 = 4{,}887 \frac{кН}{м^2};$$

$$\sigma_{a2}^{в} = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot \lambda_{a2} = 18{,}1 \cdot 1 \cdot 0{,}405 = 7{,}33 \frac{кН}{м^2};$$

$$\sigma_{a2}^{н} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \cdot \lambda_{a2} = (18{,}1 \cdot 1 + 20{,}4 \cdot 1{,}5) \cdot 0{,}405 = 19{,}723 \frac{кН}{м^2};$$

$$\sigma_{a3}^{в} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \cdot \lambda_{a3} = (18{,}1 \cdot 1 + 20{,}4 \cdot 1{,}5) \cdot 0{,}27 = 13{,}149 \frac{кН}{м^2};$$

$$\sigma_{a3}^{н} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \cdot \lambda_{a3} = (18{,}1 \cdot 1 + 20{,}4 \cdot 1{,}5 + 18{,}4 \cdot 3{,}5) \cdot 0{,}27 = 30{,}537 \frac{кН}{м^2};$$

$$\sigma_{p3}^{н} = \gamma_3 \cdot d \cdot \lambda_{p3} = 18{,}4 \cdot 1 \cdot 3{,}69 = 67{,}896 \frac{кН}{м^2};$$

де:

$\sigma_{a_i}^{в}$ — верхня ордината активного тиску і-го шару ґрунту;

$\sigma_{a_i}^{н}$ — нижня ордината активного тиску і-го шару ґрунту;

$\sigma_{p_i}^{н}$ — нижня ордината пасивного тиску і-го шару ґрунту;

γ_i — питома вага і-го шару ґрунту;

h_i – товщина і-го шару ґрунту;

d – величина заглиблення опорної стінки в ґрунт.

Знайдемо величину інтенсивності активного тиску на стінку від місцевого навантаження на поверхні:

$$\sigma_{aq} = q \cdot \lambda_{a_{cp}} = 20 \cdot 0.315 = 6{,}3 \ \frac{кН}{м^2},$$

де:

σ_{aq} – інтенсивність активного тиску на стінку від місцевого навантаження на поверхні;

q - величина місцевого навантаження на поверхню;

$\lambda_{a_{cp}}$ – середнє значення коефіцієнтів активного тиску ґрунту, що розраховується за формулою:

$$\lambda_{a_{cp}} = \frac{\lambda_{a_1} + \lambda_{a_2} + \lambda_{a_3}}{3} = \frac{0{,}27 + 0{,}405 + 0{,}27}{3} = 0{,}315.$$

$$\lambda_{a,cp} = tg^2\left(45 - \frac{\varphi_{cp}}{2}\right);$$

На рис. 3.2 схематично представлено розподіл тисків на підпірну стінку.

Для визначення зусиль по підошві фундаментної частини підпірної стінки обчислимо рівнодіючі епюр тиску і відстані від них до позначки підошви фундаменту.

Визначимо рівнодіючі тисків:

- рівнодіюча активного тиску ґрунту:

$$A_1 = 2{,}4435;$$
$$A_2 = 10{,}995;$$
$$A_3 = 9{,}2947;$$
$$A_4 = 46{,}0215;$$
$$A_5 = 30{,}429.$$

$$E_{aj} = 2{,}4435 + 10{,}995 + 9{,}2947 + 46{,}0215 + 30{,}429 = 99{,}1837 \text{ кН}.$$

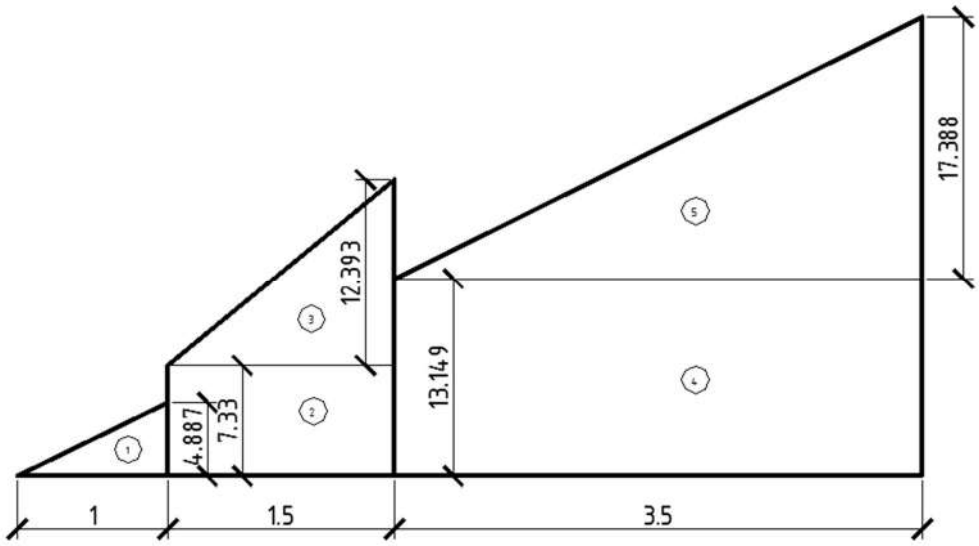


Рис. 3.2 – Епюра розподілу активного тиску на підпірну стінку

- рівнодіюча активного тиску ґрунту від місцевого навантаження на поверхні:

$$h_q = h_{q2} - h_{q1} = 6 - 5{,}468 = 0{,}532 \text{ м.}$$

$$h_{q1} = a \cdot \tan\theta_a = 3 \cdot \tan 61{,}25° = 3 \cdot 1{,}822 = 5{,}468\text{м;}$$

$$h_{q2} = (a + s) \cdot \tan\theta_a = (3 + 2) \cdot 1{,}822 = 9{,}114 \text{ м.}$$

Але так як висота підпірної стінки всього 6 м, то навантаження діє тільки від глибини 5,468 м до 6 м. Тому приймаємо $h_{q2} = 6$ м.

$$E_{aq} = 6{,}3 \cdot 0{,}532 = 3{,}3516 \text{ кН.}$$

- рівнодіюча пасивного тиску ґрунту дорівнює:

$$E_{pj} = \frac{\sigma_{pj} \cdot d}{2} = \frac{67{,}896 \cdot 1}{2} = 33{,}948 \text{ кН.}$$

Тепер визначимо «плече» докладання рівнодіючої від місцевого навантаження на поверхні z_{aq} за формулою:

$$Z_{aq} = H - h_{q1} - \frac{h_q}{2} = 6 - 5{,}468 - \frac{0{,}532}{2} = 0{,}266 \text{ м.}$$

Визначимо «плече» докладання рівнодіюча пасивного тиску ґрунту Z_{pj} за формулою:

$$Z_{pj} = \frac{1}{3} \cdot d = \frac{1}{3} \cdot 1 = 0.333 \text{ м.}$$

Визначимо «плече» докладання рівнодіюча активного тиску ґрунту Z_{aj} за формулою:

$$Z_{aj} = \frac{A_1 \cdot h_1 + A_2 \cdot h_2 + A_3 \cdot h_3 + A_4 \cdot h_4 + A_5 \cdot h_5}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5},$$

де h_i – відстань до центра ваги фігури.

$$h_1 = 6 - 1 \cdot \frac{2}{3} = 5{,}333 \text{ м;}$$

$$h_2 = 3{,}5 + \frac{1{,}5}{2} = 4{,}25 \text{ м;}$$

$$h_3 = 3{,}5 + 1{,}5 \cdot \frac{1}{3} = 4 \text{ м;}$$

$$h_4 = 3{,}5 \cdot \frac{1}{2} = 1{,}75 \text{ м;}$$

$$h_5 = 3{,}5 \cdot \frac{1}{3} = 1{,}166 \text{ м.}$$

$$Z_{aj} = \frac{2{,}4435 \cdot 5{,}333 + 10{,}995 \cdot 4{,}25 + 9{,}2947 \cdot 4 + 46{,}0215 \cdot 1{,}75 + 30{,}429 \cdot 1{,}166}{2{,}4435 + 10{,}995 + 9{,}2947 + 46{,}0215 + 30{,}429}$$

$$= \frac{212{,}9566}{99{,}1837} = 2{,}1471 \text{ м.}$$

На рис. 3.4 показаний один з методів визначення тиску від місцевого навантаження на поверхні з однією площиною ковзання θ_a.

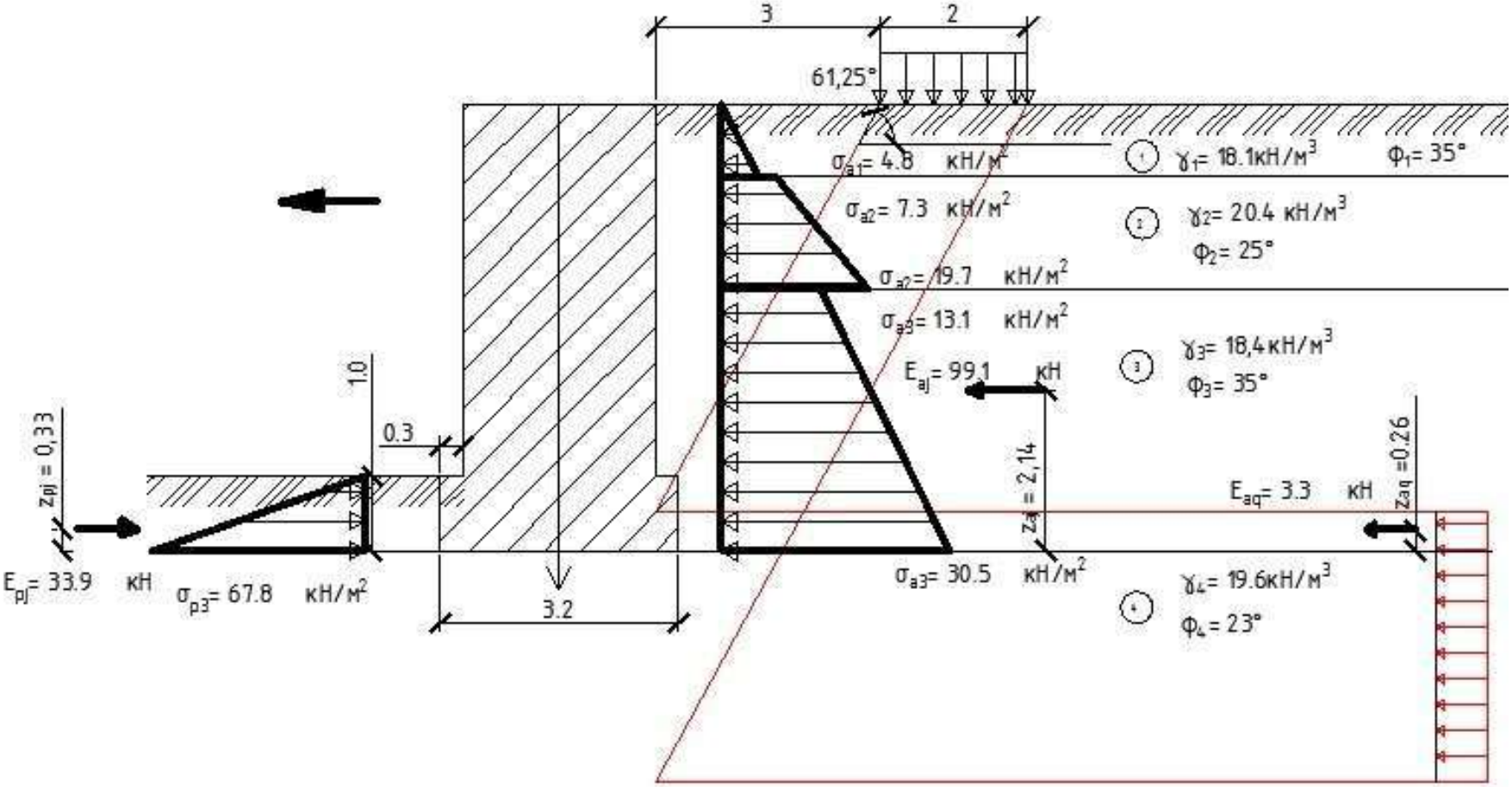


Рис. 3.3 – Розподіл тисків на підпірну стінку

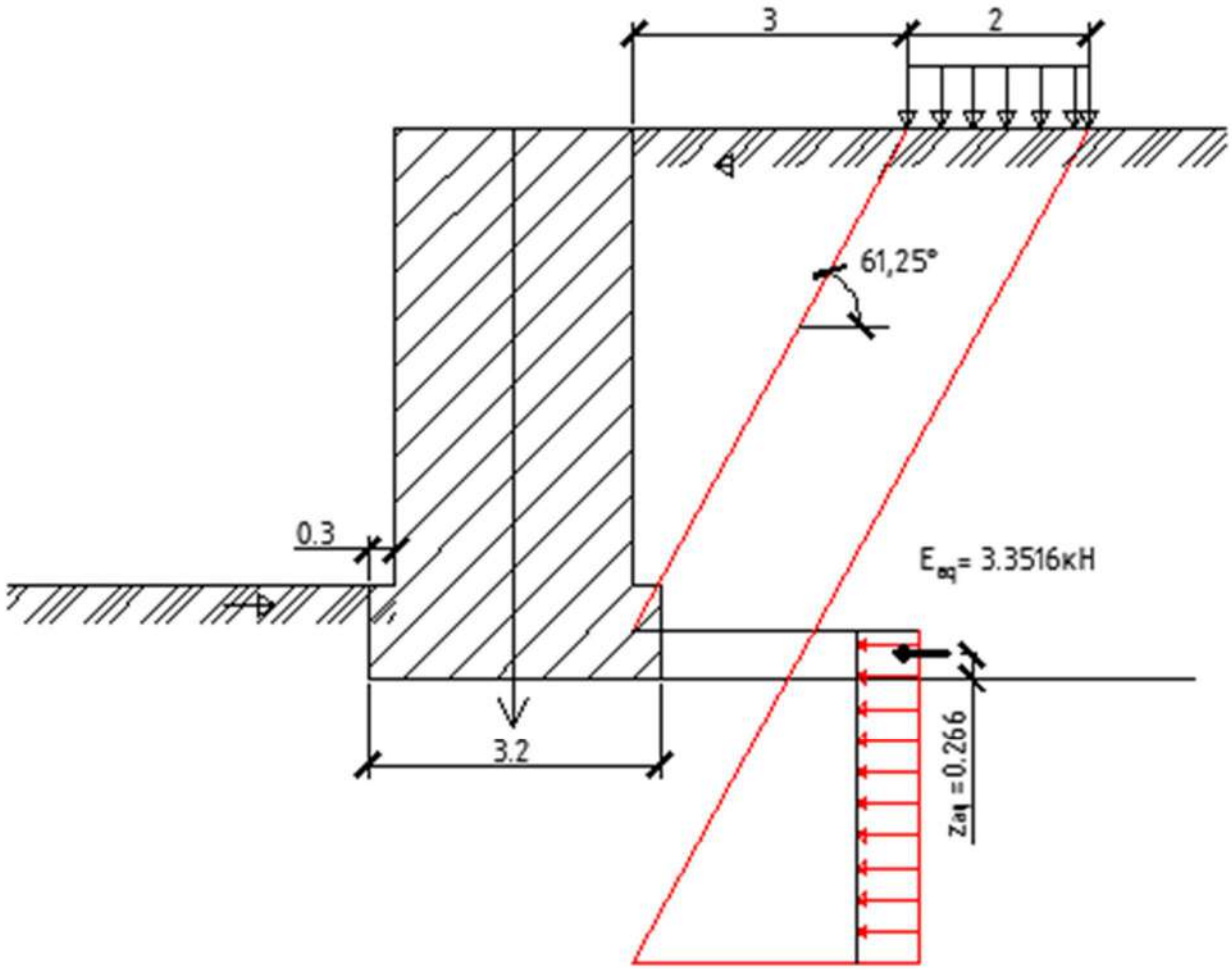


Рис. 3.4 – Визначення активного тиску від місцевого навантаження на поверхні

3.1.2. Визначення ширини підошви *b* фундаментної частини стінки і зусиль F_V і *M*, що діють в рівні підошви

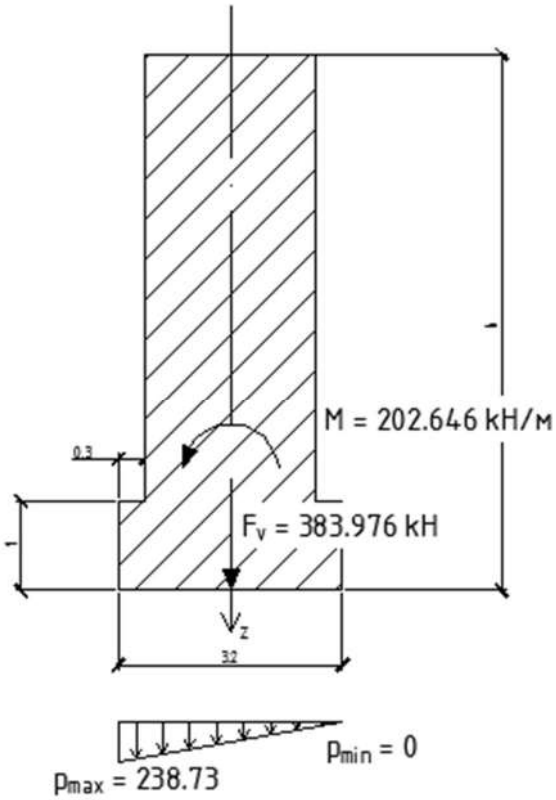


Рис. 3.5 – Визначення ширини фундаментної частини стінки і зусиль по підошві

Момент по підошві фундаменту розраховується за формулою:

$$M = (E_{a\gamma} \cdot z_{a\gamma} + E_{aq} \cdot z_{aq} - E_{p\gamma} \cdot z_{p\gamma}),$$

де:

M – зусилля від дії бічного тиску;

z_a - координата центра ваги активного тиску;

z_p - координата центра ваги пасивного тиску;

z_q - координата центра ваги навантаження q.

$$M = 99{,}1837 \cdot 2{,}1471 + 3{,}3516 \cdot 0{,}266 - 33{,}948 \cdot 0{,}33 = 202{,}646 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Власна вага підпірної стінки або вертикальне зусилля в т.*O* розраховується за формулою:

$$G = F_V = [H \cdot b - 0.6 \cdot (H - d)] \cdot \gamma_b,$$

Знайдемо ширину підошви *b*, попередньо підставивши величину F_v:

$$b = \frac{0.6 \cdot (1 - 1/H) + \sqrt{(0.6 \cdot (1 - 1/H))^2 + 4 \cdot \frac{6 \cdot M}{\gamma_b \cdot H}}}{2} =$$

$$= \frac{0.6 \cdot (1 - 1/6) + \sqrt{(0.6 \cdot (1 - 1/6))^2 + 4 \cdot \frac{6 \cdot 202,646}{24 \cdot 6}}}{2} = 3,1665 м.$$

$$G = F_V = [6 \cdot 3,1665 - 0.6 \cdot (6 - 1)] \cdot 24 = 383,976 \text{ кН}.$$

У разі правильно знайдених величин b і F_v, задоволення умові рівності нулю мінімальних крайових тисків на основу буде виконано:

$$p_{\min} = \frac{F_v}{b} - \frac{6M}{b^2} = \frac{383,976}{3,1665} - \frac{6 \cdot 202,646}{3,1665^2} = 121,2619 - 121,2635 = -0,0016 \cong 0.$$

Приймаємо b = 3,2м.

Проведемо перевірку допустимих максимальних крайових тисків на основу $p_{\max}$, для цього спочатку визначимо розрахунковий опір ґрунту R для отриманої ширини підошви b за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{\kappa} \cdot (M_\gamma \cdot \kappa_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{11}^{/} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{11}^{/} + M_c \cdot c_{11}),,$$

де:

$\gamma_{c1}, \gamma_{c2} -$ коефіцієнти умов роботи, прийняті відповідно до табл. Е7 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»,$\gamma_{c1} = 1,2;\ \gamma_{c2} = 1$;

$k -$коефіцієнт, який приймають k = 1, якщо міцності ґрунту (φ, с) були визначені безпосереднім випробуванням; приймаємо k = 1;

M_γ, M_q і M_c - коефіцієнти, що визначаються за табл. Е8 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» в залежності від кута внутрішнього тертя ґрунту під підошвою φ_2;

$M_\gamma = 0.69;\ M_q = 3,65;\ M_c = 6,24;$

$k_z -$коефіцієнт, який приймають при; $b < 10$ м $k_z = 1$

b - ширина підошви фундаменту, м;

γ_{11} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який залягає нижче підошви фундаменту, γ11 = 19,6 кН / м3;

$\gamma_{11}^{/} -$ усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який залягає вище підошви фундаменту, кН / м3;

c_{11} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає безпосередньо під підошвою фундаменту, с11 = с4 = 20 кПа;

$d_1 = d$ - глибина d1 = 1 м;

d_b – глибина підвалу, в нашому випадку $d_b = 0$.

$$\gamma_{11}^{/} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{18,1 \cdot 1 + 20,4 \cdot 1,5 + 18,4 \cdot 3,5}{6} = 18,85 (кН/м^3).$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 19,6 + 3,65 \cdot 1 \cdot 18,85 + 6,24 \cdot 20) =$$
$$= 1,2 \cdot (43,2768 + 68,8025 + 124,8) = 236,88 кН.$$

Перевірка виконується в такий спосіб:

$$p_{\max} = \frac{F_V}{b} + \frac{6 \cdot M}{b^2} \le R \cdot 1,2;$$

$$p_{\max} = \frac{383,976}{3,2} + \frac{6 \cdot 202,646}{3,2^2} \le 236,88 \cdot 1.2;$$

$$238,73 \le 284,256$$

Умови перевірки виконуються.

3.1.3. Розрахунок несучої здатності (стійкості) основи стінки

3.1.3.1. Аналітичний метод (при $\tan\delta = \frac{\sum F_{sa}}{F_V} \le \sin\varphi_4$).

У разі дії на фундаментну конструкцію горизонтальних навантажень, при дотриманні умови $\tan\delta \le \sin\varphi_4$.

Вертикальна складова граничної сили опору основи фундаменту дорівнює:

$$F_V \le N_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_{11} + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_{11}' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c),$$

де:

b', l' – наведені розміри підпірної стінки, які розраховуються за формулами:

$$b' = b - 2 \cdot e_b = 3,2 - 2 \cdot 0,527 = 2,146 м;$$

де:

e_b – ексцентриситет, який розраховується за формулою:

$$e_b = \frac{M}{F_V} = \frac{202,646}{383,976} = 0,527 м.$$

N_γ, N_q, N_c – коефіцієнти несучої здатності, підбираємо в залежності від кута внутрішнього тертя φ і кута нахилу до вертикалі рівнодіючої зовнішнього навантаження δ, табл.Ж1 [2];

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коефіцієнти форми фундаменту, що розраховуються за формулами:

$\eta = \frac{l`}{b`} = \frac{1}{2.146} = 0.466$; *приймаємо* $\eta = 1$ – *у відп. з ДБН.* [2]

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{1} = 0.75;$$

$$\xi_q = 1 + \frac{1.5}{1} = 2.5;$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3}{1} = 1.3;$$

d =1 м;

$$\tan\delta = \frac{F_h}{F_V} = \frac{E_{a\gamma} + E_{aq}}{F_V};$$

$$\tan\delta = \frac{99{,}1837 + 3{,}3516}{383{,}976} = 0.267;$$

$$\sin\varphi_4 = \sin 23° = 0.39;$$

$$\tan\delta \le \sin\varphi_4\,;$$

$$0{,}267 \le 0{,}39$$

$$\delta = \tan^{-1} 0{,}267 = 14{,}94 = 15°.$$

Методом лінійної інтерполяції визначаємо значення:

N_γ = 1,528; N_q = 5,134; N_c = 9,498.

$$N_u = 2{,}146 \cdot 1 \cdot (1.528 \cdot 0.75 \cdot 2.146 \cdot 19.6 + 5.134 \cdot 2.5 \cdot 18.85 \cdot 1 + 9.498 \cdot 1.3 \cdot 20) = 1152.59\ кН$$

$$F_V = 383.976 кН \le N_u = 1152.59 кН$$

Умова виконується.

Графоаналітичні методи

3.1.3.2. Розрахунок стійкості проти зсуву по підошві (при *β = 0*) методом ламаних поверхонь ковзання

Нормативна умова стійкості підпірної стінки:

$$\sum F_{sa} \le \frac{\gamma_c \cdot \sum F_{sr}}{\gamma_n},$$

де: $\sum F_{sa}$ – сума проекцій сил, що зсувають підпірну стінку на горизонтальну вісь, що визначається за формулою:

$$\sum F_{sa} = E_{a\gamma} + E_{aq} = 99{,}1837 + 3{,}3516 = 102{,}5353 \text{ кН};$$

γ_c=0.9 – коефіцієнт умов роботи;

γ_n=1.15 – коефіцієнт надійності по спорудженню;

$\sum F_{sr}$ – сума проекцій утримуючих сил, яка визначається за формулою:

$$\sum F_{sr} = F_V \cdot \tan(\varphi_4 - \beta) + b \cdot c_4 + E_p,$$

де: F_V – вертикальне зусилля в т.*O*;

β – кут внутрішнього тертя, β = 0;

c_4 – питоме зчеплення, с = 20 кН/м^2;

$$\sum F_{sr} = 383{,}976 \cdot \tan(23 - 0) + 3{,}2 \cdot 5 + 33{,}948 = 212{,}936 \text{ кН}.$$

У цьому випадку характеристики міцності основи приймається не більше певних величин: $\varphi_2 \le 30^0$, а с≤5кН/м^2.

$$102{,}5353 \le 0{,}9 \cdot \frac{212{,}936}{1{,}15} = 166{,}645.$$

Умова стійкості виконується.

3.1.3.3. Розрахунок стійкості проти зсуву по підошві (при *β = φ4/2*) методом ламаних поверхонь ковзання

Нормативна умова стійкості підпірної стінки:

$$\sum F_{sa} \le \frac{\gamma_c \cdot \sum F_{sr}}{\gamma_n},$$

де:

$\sum F_{sa} -$ сума проекцій сил, що зсувають підпірну стінку на горизонтальну вісь, що визначається за формулою:

$$\sum F_{sa} = E_{a\gamma} + E_{aq} = 99{,}1837 + 3{,}3516 = 102{,}5353 \text{ кН};$$

γ_c=0.9 – коефіцієнт умов роботи;

γ_n=1.15 – коефіцієнт надійності по спорудженню;

$\sum F_{sr} -$ сума проекцій утримуючих сил, яка визначається за формулою:

$$\sum F_{sr} = F_V \cdot \tan(\varphi_4 - \beta) + b \cdot c_4 + E_p + E_{p4},$$

де:

F_V - вертикальне зусилля в т.*O*;

β – кут внутрішнього тертя, $\beta = \varphi_4/2$=11,5°;

c_4 – питоме зчеплення, с = 20 кН/м^2;

$E_{p4} -$ рівнодіюча пасивного тиску ґрунту, що діє на глибині *hp*, що визначається за формулою:

$$h_p = b \cdot \tan\beta = 3{,}2 \cdot \tan 11{,}5° = 0{,}651 \text{ м};$$

Тоді E_{p4} визначається за формулою:

$$E_{p4} = \frac{\sigma_{p4}^B + \sigma_{p4}^H}{2} \cdot h_p = h_p \cdot \left(\frac{\gamma_3 \cdot d \cdot \lambda_{p4}}{2} + \frac{(\gamma_3 \cdot d + \gamma_4 \cdot h_p) \cdot \lambda_{p4}}{2}\right)$$

$$= 0{,}651 \cdot \left(\frac{18{,}4 \cdot 1 \cdot 2{,}282}{2} + \frac{(18{,}4 \cdot 1 + 19{,}6 \cdot 0{,}651) \cdot 2{,}282}{2}\right)$$

$$= 36{,}812 \text{ кН}.$$

$$\lambda_{p4} = tg^2(45 + \phi_4/2) = tg^2(45 + 23/2) = 2.282$$

$$\sum F_{sr} = 383.976 \cdot tg(23 - 11.5) + 3.2 \cdot 20 + 33.948 + 36.812 = 212.88\ кН.$$

$$102{,}5353 \le \frac{0{,}9 \cdot 212.88}{1.15} = 166.601$$

Умова стійкості виконується

3.1.3.4. Розрахунок стійкості проти зсуву по підошві (при β = φ4) методом ламаних поверхонь ковзання

Нормативна умова стійкості підпірної стінки:

$$\sum F_{sa} \le \frac{\gamma_c \cdot \sum F_{sr}}{\gamma_n},$$

де:

$\sum F_{sa} -$ сума проекцій сил, що зсувають на горизонтальну вісь, що визначається за формулою:

$$\sum F_{sa} = E_{a\gamma} + E_{aq} = 99{,}1837 + 3{,}3516 = 102{,}5353 \text{ кН};$$

γ_c=0.9 – коефіцієнт умов роботи;

γ_n=1.15 – коефіцієнт надійності по спорудженню;

$\sum F_{sr} -$ сума проекцій утримуючих сил, яка визначається за формулою:

$$\sum F_{sr} = F_V \cdot \tan(\varphi_4 - \beta) + b \cdot c_4 + E_p + E_{p4},$$

де: F_V – вертикальне зусилля в т.О;

β – кут внутрішнього тертя, $\beta = \varphi_4$=23º;

c_4 – питоме зчеплення, с = 20 кН/м^2;

$E_{p4} -$ рівнодіюча пасивного тиску ґрунту, що діє на глибині *hp*, що визначається за формулою:

$$h_p = b \cdot \tan\beta = 3{,}2 \cdot \tan 23° = 1{,}358 \text{ м};$$

Тоді E_{p4} визначається за формулою:

$$E_{p4} = \frac{\sigma_{p4}^B + \sigma_{p4}^H}{2} \cdot h_p = h_p \cdot \left(\frac{\gamma_3 \cdot d \cdot \lambda_{p4}}{2} + \frac{(\gamma_3 \cdot d + \gamma_4 \cdot h_p) \cdot \lambda_{p4}}{2}\right)$$

$$= 1{,}358 \cdot \left(\frac{18{,}4 \cdot 1 \cdot 2{,}282}{2} + \frac{(18{,}4 \cdot 1 + 19{,}6 \cdot 1{,}358) \cdot 2{,}282}{2}\right)$$

$$= 98{,}26 \text{ кН}.$$

$$\lambda_{p4} = tg^2(45 + \phi_4/2) = tg^2(45 + 23/2) = 2.282$$

$$\sum F_{sr} = 383.976 \cdot tg(23 - 23) + 3.2 \cdot 20 + 33.948 + 98.26 = 196.208\ кН.$$

$$102{,}5353 \le \frac{0{,}9 \cdot 196.208}{1.15} = 153.55$$

Умова стійкості виконується.

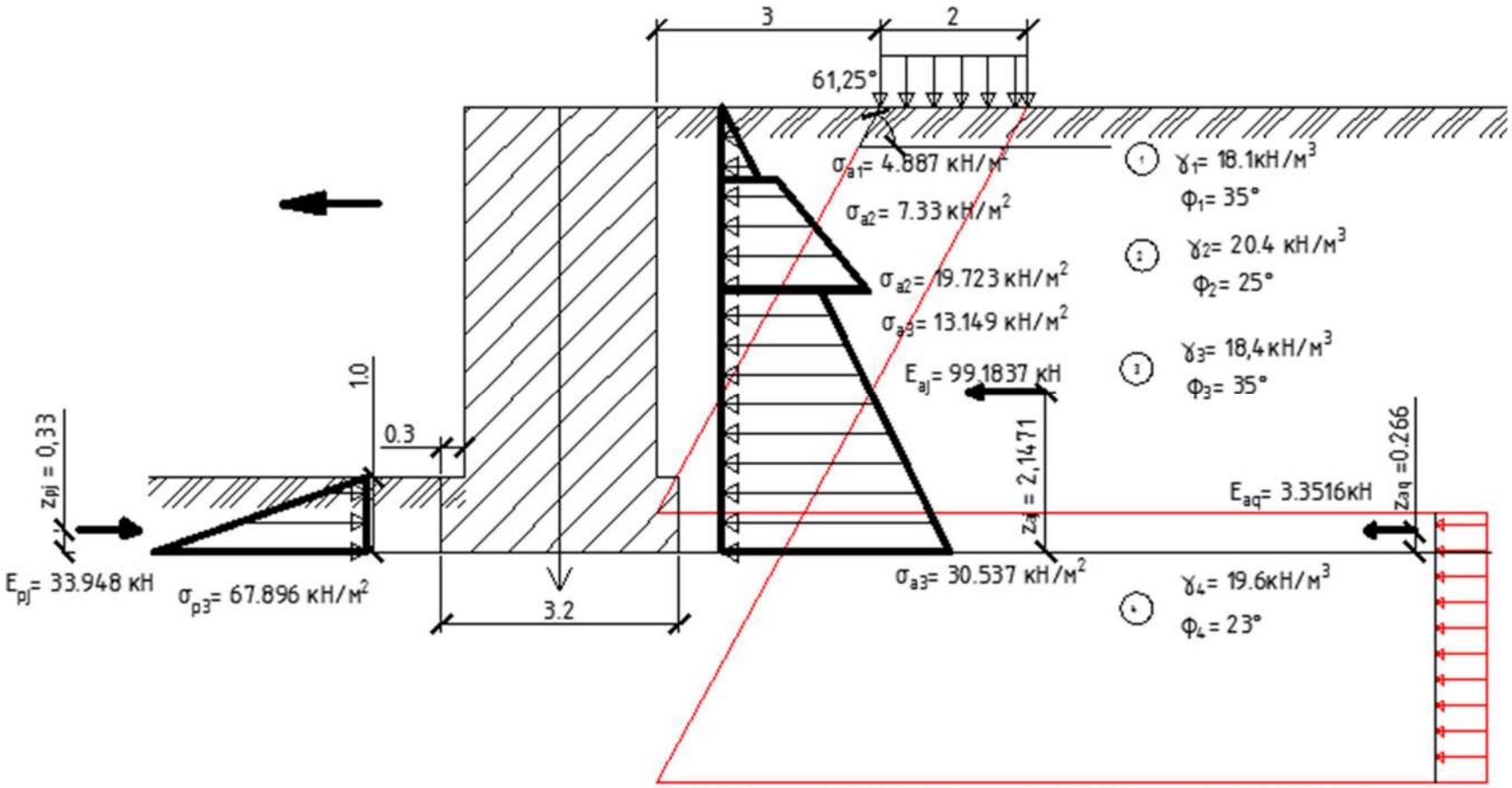


Рис. 3.6 – Розрахунок стійкості проти зсуву по підошві (при β = 0) методом ламаних поверхонь ковзання

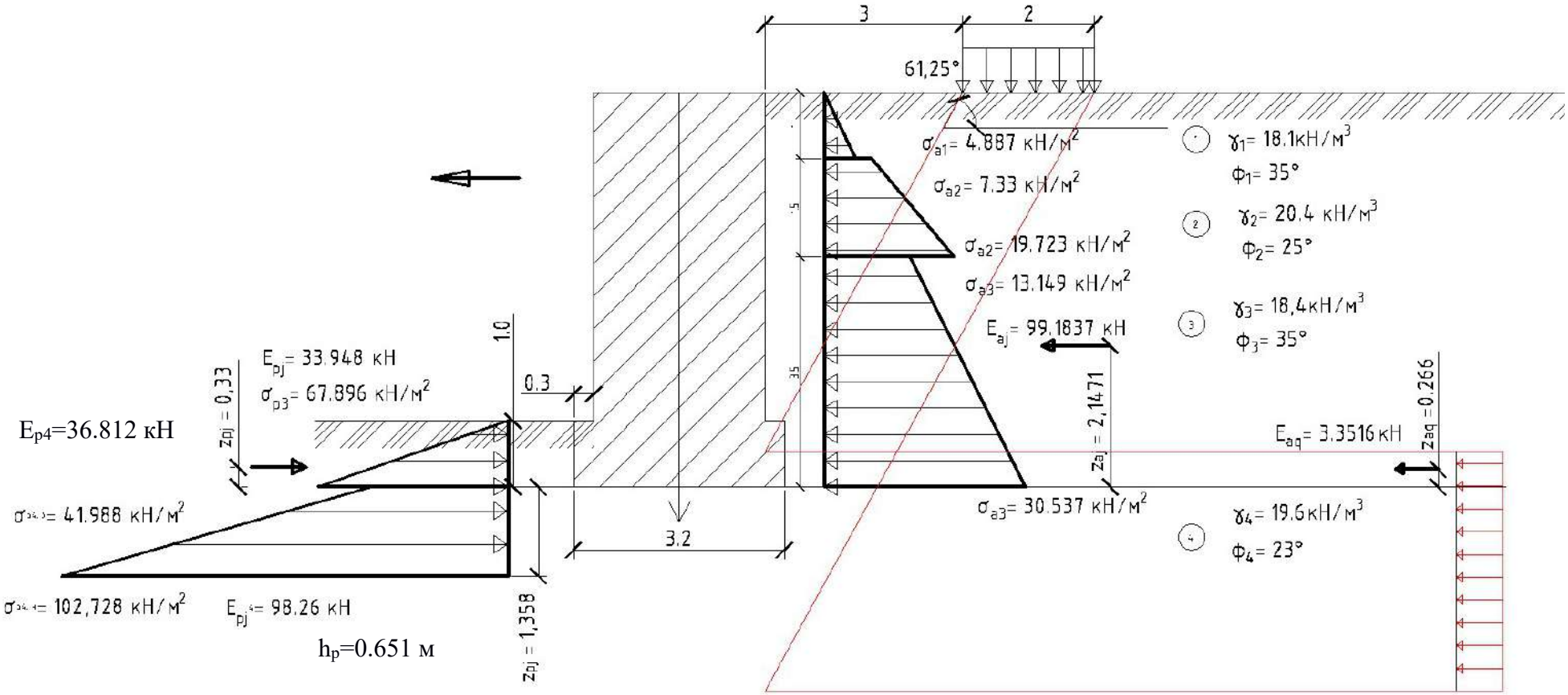


Рис. 3.7 - Розрахунок стійкості проти зсуву по підошві (при $\beta = \varphi_4/2$) методом ламаних поверхонь ковзання

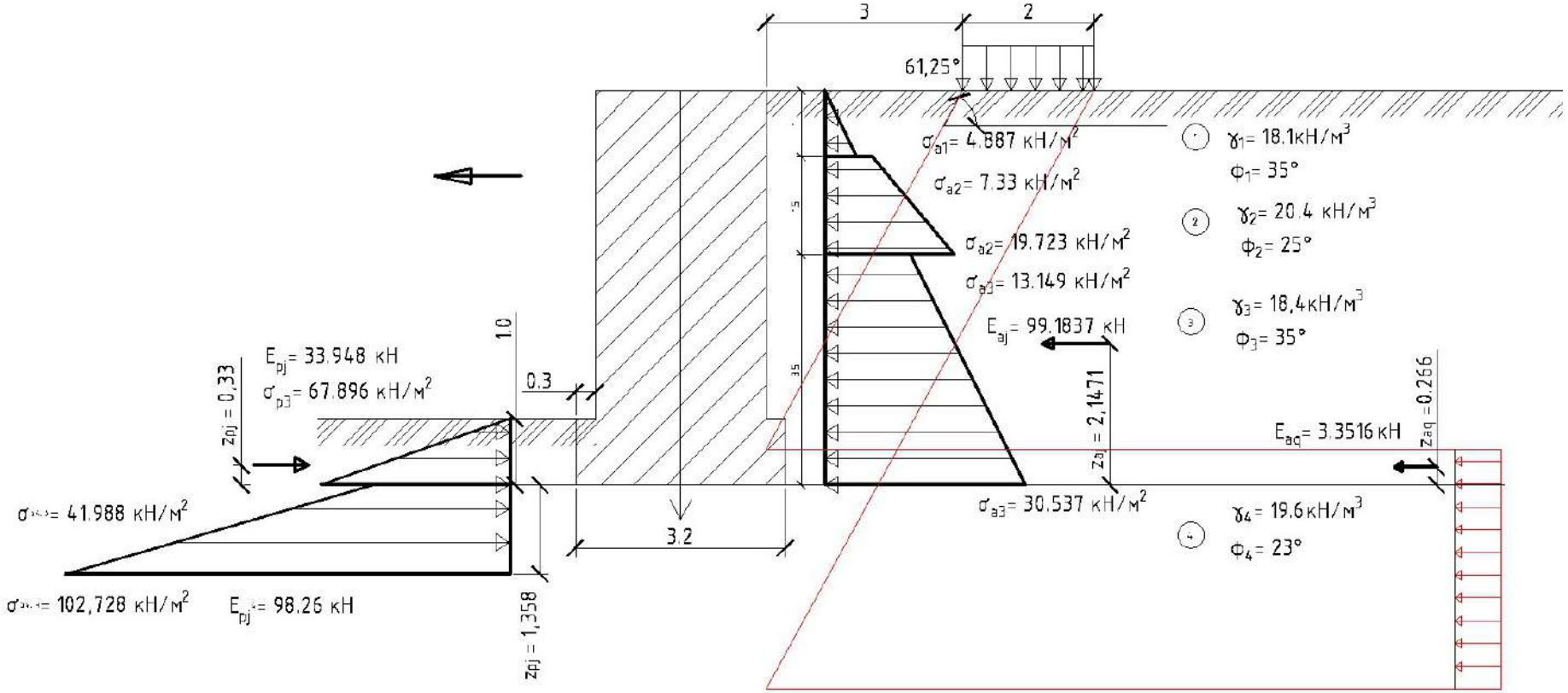


Рис. 3.8 – Розрахунок стійкості проти зсуву по підошві (при β = φ4) методом ламаних поверхонь ковзання

3.1.4. Розрахунок стійкості проти глибинного зсуву методом круглоціліндричних поверхонь ковзання (умова η ≥ 1,2)

Дослідами встановлено, що втрата стійкості основи підпірної споруди відбувається по круглоциліндричним поверхням. Тому цей метод є одним з найбільш точних. Критерієм стійкості в цьому методі є коефіцієнт стійкості η.

$$\eta = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сдв}} = \frac{\sum T_{уд,i} \cdot R + \sum l_i \cdot c_i \cdot R}{\sum T_{сдв,i} \cdot R + F_V \cdot b},$$

де $\sum M_{уд}$ – момент від сил, що утримують;

$\sum M_{сдв}$ – момент від сил, що зсувають;

$\sum T_{уд,i}$ – сума сил, що утримують;

R – радіус обертання ОВ (визначається графічно по рис.3.8);

l – відстань від осі стінки до точки О;

$\sum T_{сдв,i}$ – сума сил, що зсувають;

F_V – власна вага стінки;

b – ширина підошви фундаменту;

$$T_{уд,i} = N_i \cdot tg\varphi = G_i \cdot \cos\alpha_i \cdot tg\varphi;$$

де G_i – тиск і-й призми ґрунту;

$$T_{сдв,i} = G_i \cdot \sin\alpha_i,$$

α_i, l_i - - геометричні характеристики (визначаються графічно за рис. 3.8);

$$G_i = \gamma_{ср} \cdot A_i + q \cdot a_i$$

A_i - площа відповідної призми;

$\gamma_{ср}$ - середня питома вага ґрунту, який визначають за формулою:

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{18{,}1 \cdot 1 + 20{,}4 \cdot 1{,}5 + 18{,}4 \cdot 3{,}5}{1 + 1{,}5 + 3{,}5} = 18{,}85\ \frac{кН}{м^2};$$

$$\varphi_{ср} = \frac{\varphi_1 \cdot h_1 + \varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{35 \cdot 1 + 25 \cdot 1.5 + 35 \cdot 3.5}{1 + 1.5 + 3.5} = 32.5°.$$

$c = c_4 = 20\ \frac{кН}{м^2}$.

За допомогою програми Autocad підрахуємо площу кожного з 10 отриманих відсіків.

$A_1 = 1.028 м^2$; $A_6 = 4.067 м^2$;

$A_2 = 2.157 м^2$; $A_7 = 3.398 м^2$;

$A_3 = 2.861 м^2$; $A_8 = 3.175 м^2$;

$A_4 = 3.384 м^2$; $A_9 = 2.41 м^2$;

$A_5 = 3.794 м^2$; $A_{10} = 1.00 м^2$.

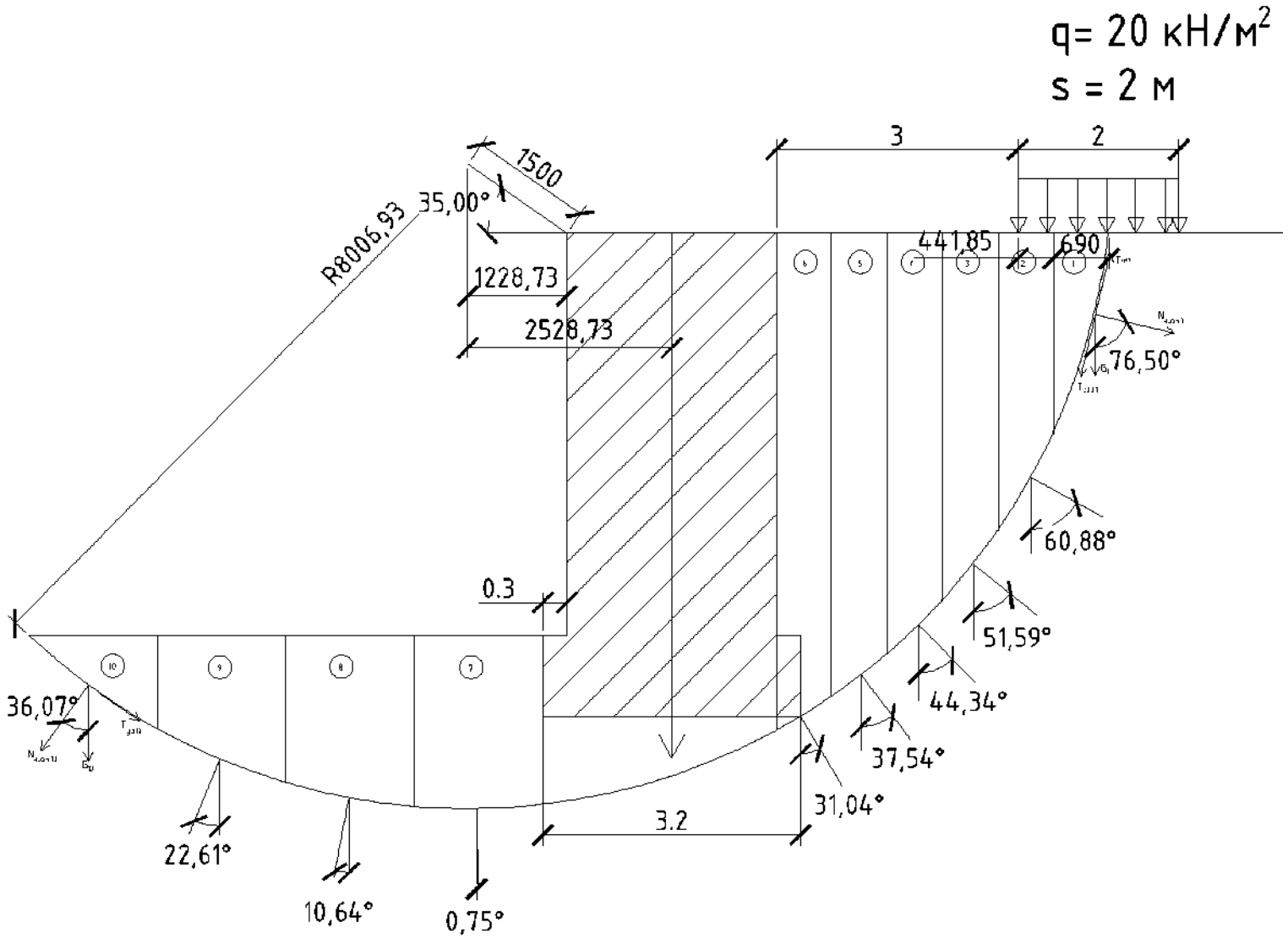


Рис. 3.9 – Розрахунок стійкості проти глибинного зсуву методом круглоциліндричних поверхонь ковзання

Визначимо вагу кожного з відсіків за формулою:

$$G_i = A_i \cdot \gamma_{cp} + q \cdot a_i$$

$$G_1 = 1{,}028 \cdot 18{,}85 + 20 \cdot 0{,}690 = 33{,}178\text{кН};$$

$$G_2 = 2{,}157 \cdot 18{,}85 + 20 \cdot 0{,}442 = 49{,}499\text{кН};$$

$$G_3 = 2{,}861 \cdot 18{,}85 = 53{,}929\ \text{кН};$$

$$G_4 = 3{,}384 \cdot 18{,}85 = 63{,}788\text{кН};$$

$$G_5 = 3{,}794 \cdot 18{,}85 = 71{,}517\text{кН};$$

$$G_6 = 4{,}067 \cdot 18{,}85 = 76{,}663\text{кН};$$

$$G_7 = 3{,}398 \cdot 18{,}85 = 64{,}052\text{кН};$$

$$G_8 = 3{,}175 \cdot 18{,}85 = 59{,}848\ \text{кН};$$

$$G_9 = 2{,}41 \cdot 18{,}85 = 45{,}428\text{кН};$$

$$G_{10} = 1{,}00 \cdot 18{,}85 = 18{,}85\text{кН}.$$

Таблиця 3.1 – Результати розрахунку з Excel записуємо в таблицю:

№ елемента	α_i	$T_{i,уд} = G_i \cdot \cos\alpha_i \cdot tg\varphi_{cp}$	$T_{i,сдв} = G_i \cdot \sin\alpha_i$
1	76.5	4.934269	32.26129
2	60.88	15.34588	43.24245
3	51.59	21.3452	42.25796
4	44.34	29.0641	44.58237
5	37.54	36.12688	43.57639
6	31.04	41.84624	39.53023
7	0.75	0.838415	–
8	10.64	11.05019	–
9	22.61	17.46509	–
10	36.07	11.09838	–
		189,115	245,451

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} = \frac{\sum T_{уд,i} \cdot R}{\sum T_{сдв,i} \cdot R + F_V \cdot \ell_{cm}} = \frac{189.115 \cdot 8.007}{245.451 \cdot 8.007 + 383.976 \cdot 2.528} = \frac{1514.244}{2936.017} = 0.516 \le 1{,}2;$$

Умова стійкості не виконується → запроектована стінка не стійка. Необхідно провести певні заходи, наприклад, виконати анкерне кріплення стінки, запроектувати стінку на пальовій основі, навантажити поверхню біля підніжжя стінки для збільшення утримуючого моменту і т.д.

3.2. РОЗРАХУНОК ГНУЧКОЇ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ

Вихідні дані такі ж як і для розрахунку масивної підпірної стінки (див. п. 3.1.). Розрахункова схема представлена на рис. 3.10..

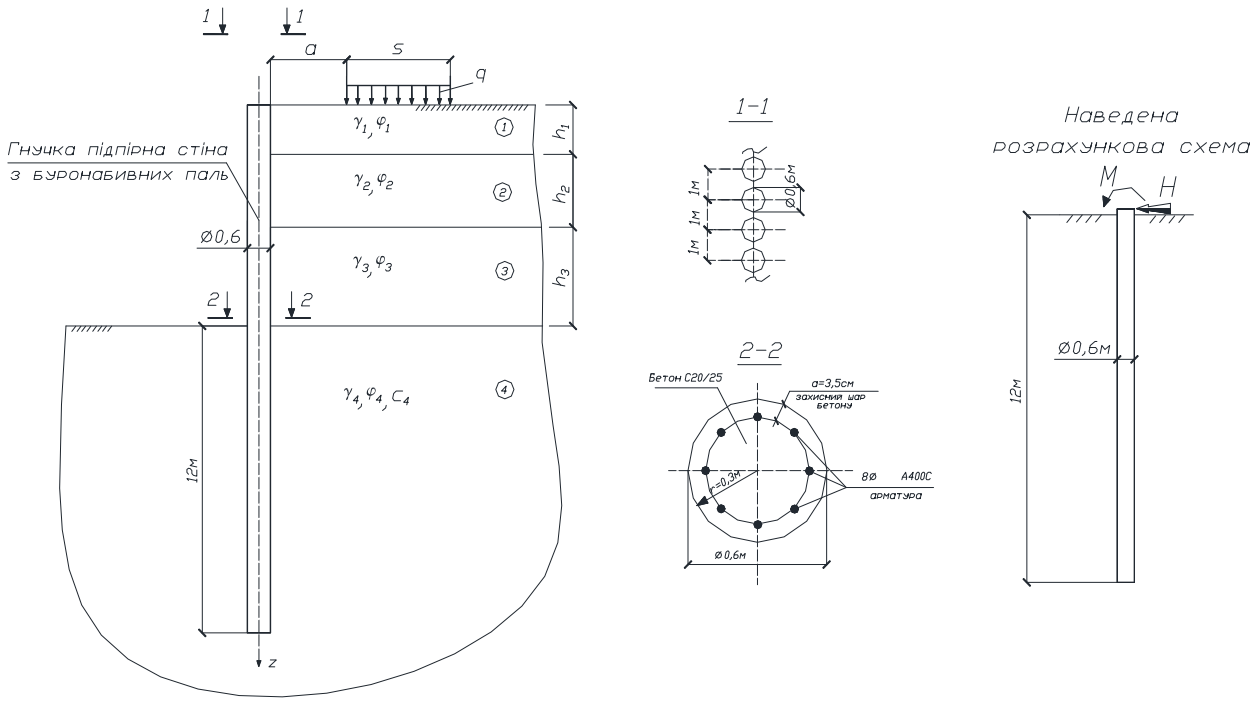


Рис. 3.10 – Розрахункова схема
(до індивідуального завдання)

3.2.1. Визначення активного тиску грунту на підпірну стінку

Активний тиск від грунту визначається аналогічно п. 3.1.1. Знайдемо величину інтенсивності активного тиску на стінку від місцевого навантаження на поверхні:

$$\sigma_{aq} = q \cdot \lambda_{a_{cp}} = 20 \cdot 0.315 = 6{,}3\ \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

де:

σ_{aq} – інтенсивність активного тиску на стінку від місцевого навантаження на поверхні;

q – величина місцевого навантаження на поверхню;

Рівнодіючу активного тиску грунту від місцевого навантаження на поверхні:

$$E_{aq} = \sigma_{aq} \cdot h_q,$$

де:

E_{aq} – рівнодіюча активного тиску грунту від місцевого навантаження на поверхні;

h_q – висота на підпірній стінці, куди передається тиск від місцевого навантаження на поверхні q.

$h_q = H - h_{q1} = 6 - 5.468 = 0.532м$;

$$h_{q1} = a \cdot \tan\theta_a = 3 \cdot \tan 61{,}25° = 3 \cdot 1{,}822 = 5{,}468м;$$

$$h_{q2} = (a + s) \cdot \tan\theta_a = (3 + 2) \cdot 1{,}822 = 9{,}114 \text{ м}.$$

$E_{aq} = 6.3 \cdot 0.532 = 3.352кН.$

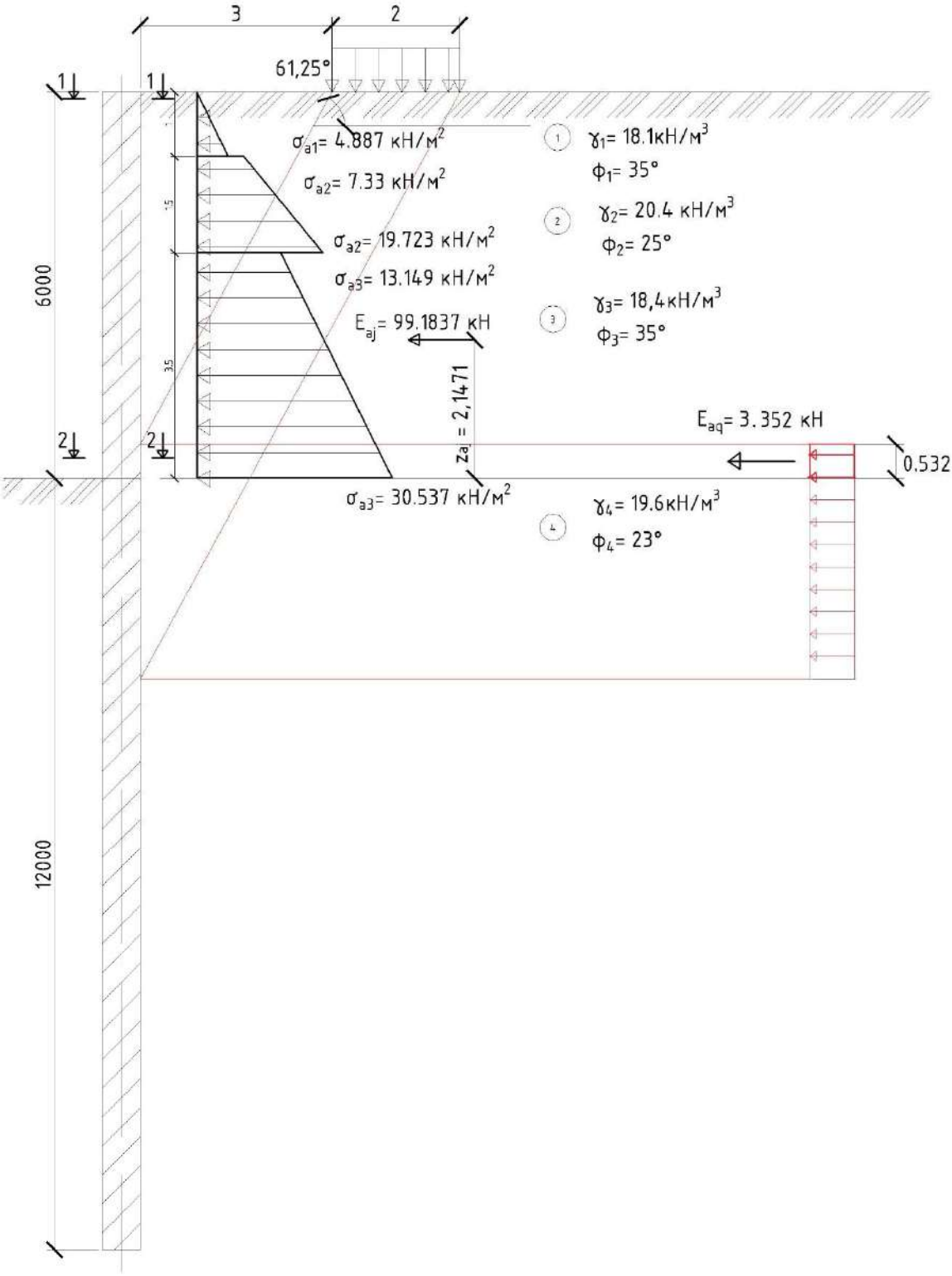


Рис. 3.11 – Розподіл активних тисків на гнучку підпірну стінку

3.2.2. Визначення зовнішніх зусиль на 1 п.м. на рівні перетину «2-2» гнучкої підпірної стінки (прийняти вертикальну складову *N = 0 кН*)

Визначаємо зусилля з розрахунку на 1 метр погонний, так як в роботу однієї палі включається ділянка грунту шириною в 1 м.

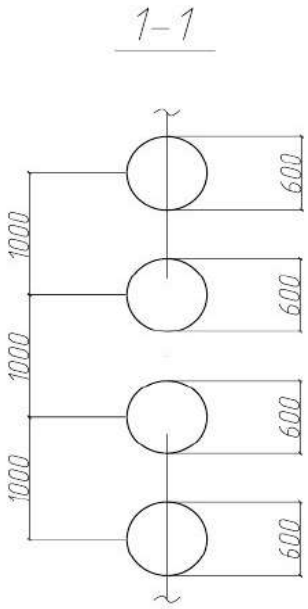


Рис. 3.12 – Перетин 1 – 1

$$H_o = (E_{a\gamma} + E_{aq}) \cdot 1 = 99.1837 + 3.352 = 102.5357(кН);$$

$$M_o = E_{a\gamma} \cdot z_{a\gamma} \cdot 1 + E_{aq} \cdot z_{aq} \cdot 1 = 99.1837 \cdot 2.1471 \cdot 1 + 3.352 \cdot 0.266 \cdot 1 = 213.849\ (кНм)$$

Наведена розрахункова схема взаємодії палі з навколишнім грунтом представлена на рис. 3.13.

Розрахунок ведемо згідно «Посібника з проектування пальових фундаментів» (НИИОСП ім. Н.М. Герсеванова, Москва, 1980.) [6] для одинокої палі, що знаходиться в пружному лінійно-деформуємому середовищі з лінійно-зростаючим по глибині коефіцієнтом жорсткості (постелі) C_z, що дорівнює:

$$C_z = K \cdot z,\ кН/м^3,$$

де:

z – глибина розташування перерізу палі в грунті, м;

K – коефіцієнт пропорційності, який визначається в залежності від виду грунту, кН/м^4.

Необхідно визначити коефіцієнт пропорційності K виходячи з виду грунту, що оточує палі. У нашому випадку це грунт 4-го шару - глина напівтверда I = 0.3. Згідно таблиці Н 8.1 приймаємо K=15000 кН/м^4, але з огляду на коефіцієнт роботи $\gamma_c = 3$, одержуємо:

$$K = 5000\ кН/м^4.$$

$$C_Z = 5000 \cdot 6 = 30000 кН / м^3.$$

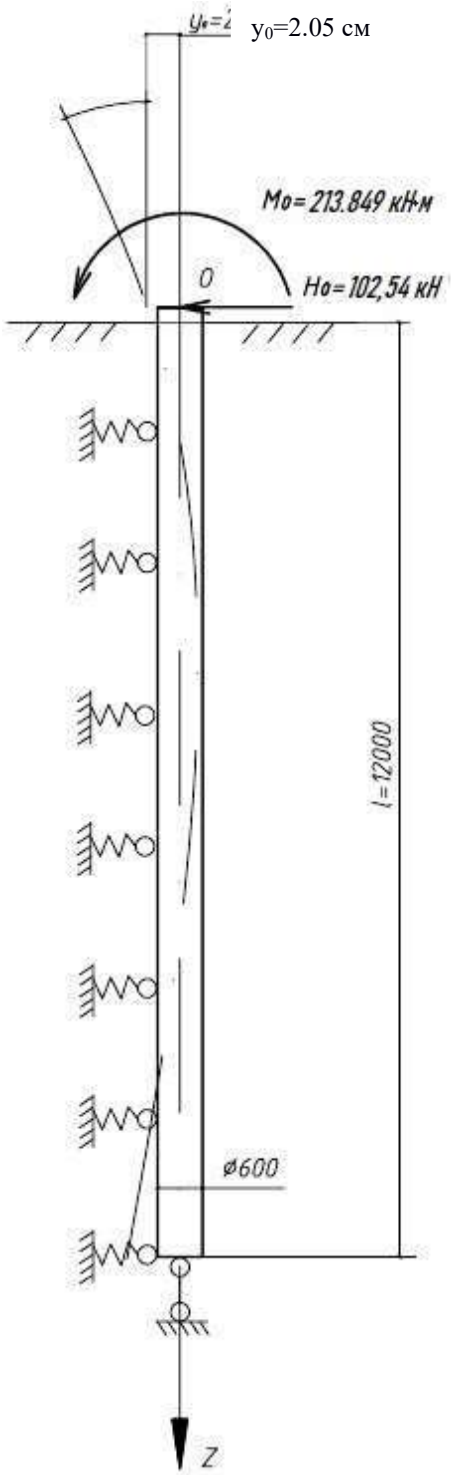


Рис. 3.13 – Наведена розрахункова схема взаємодії палі з грунтом

Ширина ділянки ґрунту, що включений в роботу зі палею приймаємо рівним 1м., Тому що ширина ділянки не може перевищувати величину кроку паль.

Обчислюємо момент інерції перерізу палі:

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 0.00636(м^4)$$

$$\alpha_\partial = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E \cdot I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \cdot 1}{3 \cdot 10^7 \cdot 6.36 \cdot 10^{-3}}} = 0.483,$$

де:

$E_b \cdot I$ – згинальна жорсткість палі, кН·м^2:

$E_b \approx 3{,}0 \cdot 10^7$ кН/м^2 – модуль пружності бетону;

Визначемо наведену глибину закладання палі:

$$\bar{l} = l \cdot \alpha_\partial = 12 \cdot 0.483 = 5.8\,(м)$$

Приймаємо величину наведеної глибини закладення рівною 4 м і вважаємо палю гнучкою, так як при значенні > 4 - палі вважаються абсолютно гнучкими.

3.2.3. Визначення табличним методом в перетині «2-2» кута повороту Ψ_0 і горизонтального переміщення y_0, а так само максимального згинального моменту M_{max} по глибині підпірної стінки

Для визначення переміщення y_0 и куту повороту ψ_0 голови палі, а також моменту M_z по глибині палі користуємося табличним методом «Руководства».

Горизонтальне переміщення голови палі (т. О) дорівнюватиме:

$$y_o = \frac{1}{\alpha_\partial^2 \cdot E \cdot I}\left(F_1^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} \cdot L_1^z \cdot H_0 \right) =$$

$$= \frac{1}{0.483^2 \cdot 3 \cdot 10^7 \cdot 6.36 \cdot 10^{-3}}\left(1.622 \cdot 213.849 + \frac{1}{0.483} \cdot 2.445 \cdot 102.5357 \right) = 0{,}01945\,(м) = 1.95\,см$$

де: $F_1^z = 1{,}622$ и $L_1^z = 2{,}445$ - функції, що приймаються за табл. 8 при $\bar{l} = 4$ и $\bar{z} = \alpha_o z = 0$.

Кут повороту голови палі (т. О) буде дорівнювати:

$$\psi_o = \frac{1}{\alpha_\partial \cdot E \cdot I}\left(F_2^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} \cdot L_2^z \cdot H_0 \right) =$$

$$= \frac{1}{0.483 \cdot 3 \cdot 10^7 \cdot 6.36 \cdot 10^{-3}}\left(1.751 \cdot 213.849 + \frac{1}{0.483} \cdot 1.622 \cdot 102.5357 \right) = 0.0078\,рад.$$

де: $F_2^z = 1{,}751$ и $L_2^z = 1{,}622$ - функції, що приймаються за табл. 8 при $\bar{l} = 4$ та $\bar{z} = \alpha_o z = 0$.

Значення згинальних моментів M_{zi} по довжині палі на різних глибинах z_i будуть визначатися за формулою:

$$M_{zi} = F_3^z \cdot M_0 + \frac{1}{\alpha_\partial} L_3^z \cdot H_0, \text{ кН·м},$$

де F_3^z и L_3^z - функції, що приймаються за табл. 8 при $\bar{l} = 4$ та відповідно до приведеної глибині розташування перерізу палі, що дорівнює $\bar{z}_i = \alpha_\partial z_i$.

Результати розрахунку зведемо у табл. 3.2, та побудуємо эпюру M_z рис. 3.14.

Таблиця 3.2 – Значення M_{zi}

$\bar{z} = \alpha_\partial \cdot z$	$z = \bar{z} / \alpha_\partial$	F_3^z	L_3^z	$F_3^z \cdot M_0$	$\frac{1}{\alpha_\partial} \cdot L_3^z \cdot H_0$	M_z
1	2	3	4	5	6	7
0	0	1	0	213.849	0	213.849
0.32	0.662526	0.993	0.308	212.352	65.385	277.737
0.72	1.490683	0.933	0.603	199.521	128.010	327.532
1.12	**2.318841**	**0.806**	**0.75**	**172.362**	**159.217**	**331.579**
1.52	3.146998	0.631	0.75	134.939	159.217	294.156
1.92	3.975155	0.442	0.64	94.5213	135.865	230.386
2.32	4.803313	0.271	0.472	57.9531	100.200	158.154
2.72	5.63147	0.139	0.294	29.725	62.413	92.138
3.12	6.459627	0.053	0.141	11.334	29.933	41.267
3.52	7.287785	0.011	0.038	2.35234	8.067	10.419
3.92	8.115942	0	0	0	0	0.000

З таблиці знаходимо, що максимальний згинальний момент M_z = 337,4216 кН·м доводиться на перетин, що знаходиться на наведеній глибині $\bar{z} = 1.12$ м або ж z = 2,318 м реальної глибини.

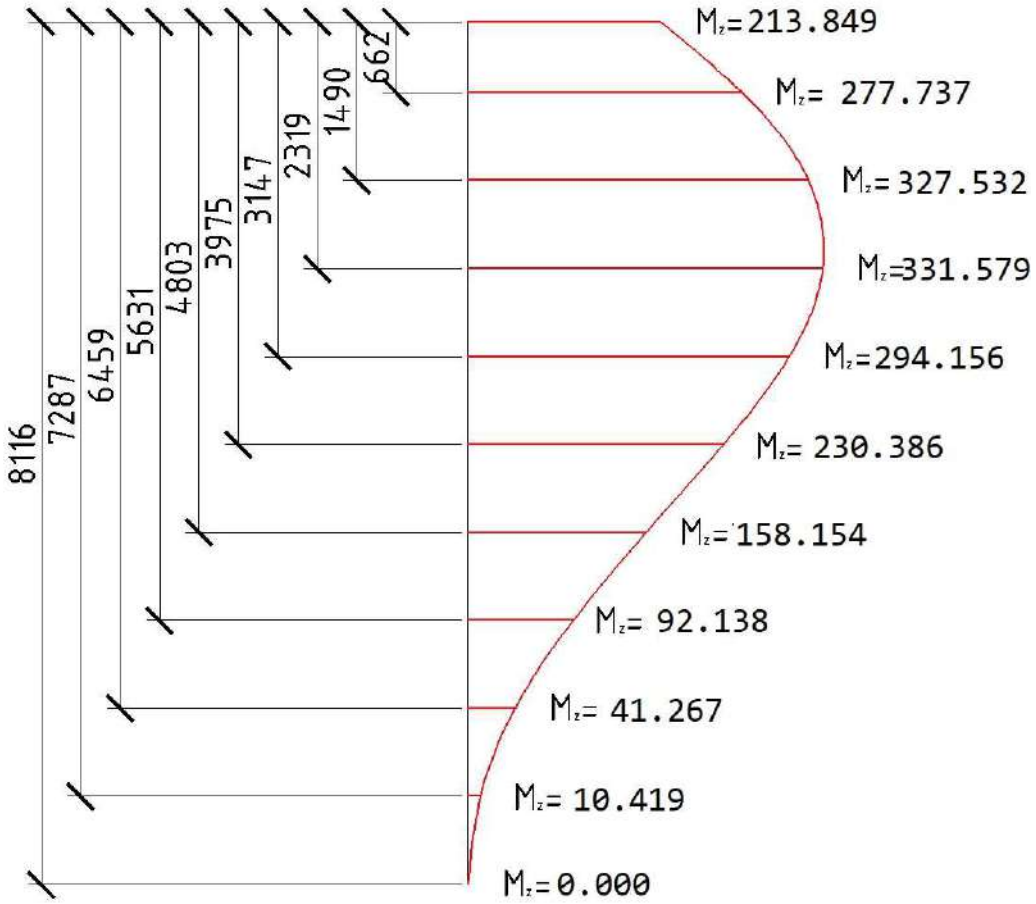


Рис. 3.14 – Эпюра M_z

3.2.4. Підбір площі арматури $A_{s,\ tot}$ палі відповідно до прийнятого перетину в складі гнучкої підпірної стінки

Розрахунки виконуємо за допомогою формул і графіків «Пособия по проектированию железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)» [5].

Необхідне поздовжнє армування залізобетонних паль круглого поперечного перерізу діаметром *D=0,6м* з 8-ма стрижнями обчислимо за формулами:

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{R_b \cdot A \cdot r},$$

де:

$R_b = 13000 кН/м^2$ – міцність бетону класу В25 на стиск;

$A = \pi r^2$ - площа круглого поперечного перерізу палі;

r – радіус поперечного перерізу палі, м.

Обчислимо радіус робочої зони палі і її площу:

$$A = \pi \cdot r^2 = 3.14 \cdot 0.3^2 = 0.2826\,(м^2).$$

$$\alpha_m = \frac{331.579}{13000 \cdot 0.2826 \cdot 0.265} = 0.3406$$

Знаючи величину α_m і нехтуючи вагою консольної частини підпірної стінки, тобто приймаючи $\alpha_n = 0$, визначимо величину α_s при співвідношенні a/D = 0,05:

$$\alpha_s = 0{,}55,$$

а загальна площа перетину арматуры буде дорівнювати:

$$A_{s,tot} = \alpha_s \frac{R_b \cdot A}{R_s} = 0{,}55 \cdot \frac{13000 \cdot 0.2826}{365000} = 0.0055358\,(м^2) \cdot 1000000 = 5535.8 мм^2.$$

де:

$R_s = 365000 кН/м^2$ – міцність арматури класу А400С на розтяг.

Знаючи $A_{s,tot}$, за сортаментм арматури знайдемо при 8-ми стрижнях необхідний діаметр одного стержня, щоб загальна площа була не меншою розрахункової, при цьому діаметр 1-го стержня буде дорівнює Ø32мм. Загальна площа 8-ми стрижнів дорівнює 64,3 см^2 = 6430 мм^2.

Залізобетонний перетин палі представлено на рис. 3.15.

Якщо забезпечити міцність перетину залізобетонної палі не представляється можливим, пропонується використовувати ін'єкційні анкера.

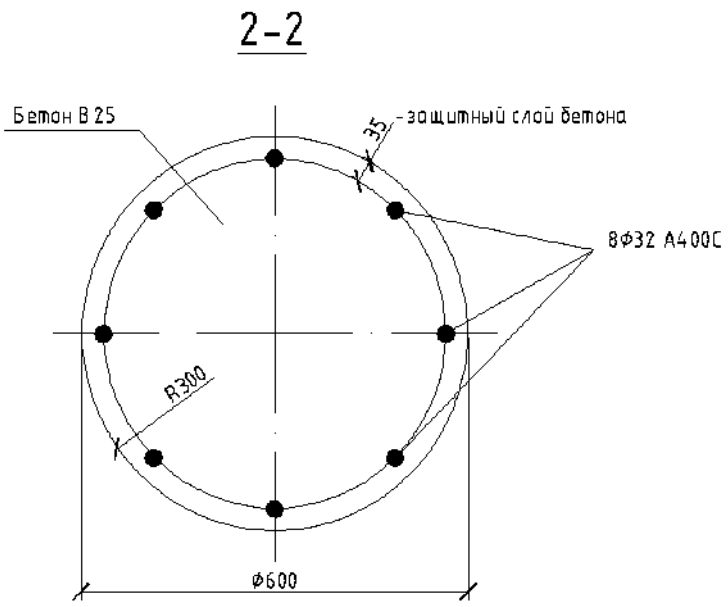


Рис. 3.15. Перетин палі 2 – 2

3.2.5. Розрахунок гнучкої підпірної стінки з анкерами

Приймемо розрахункову схему взаємодії системи «стінка – грунт - анкер», що вказана на рис. 3.16.

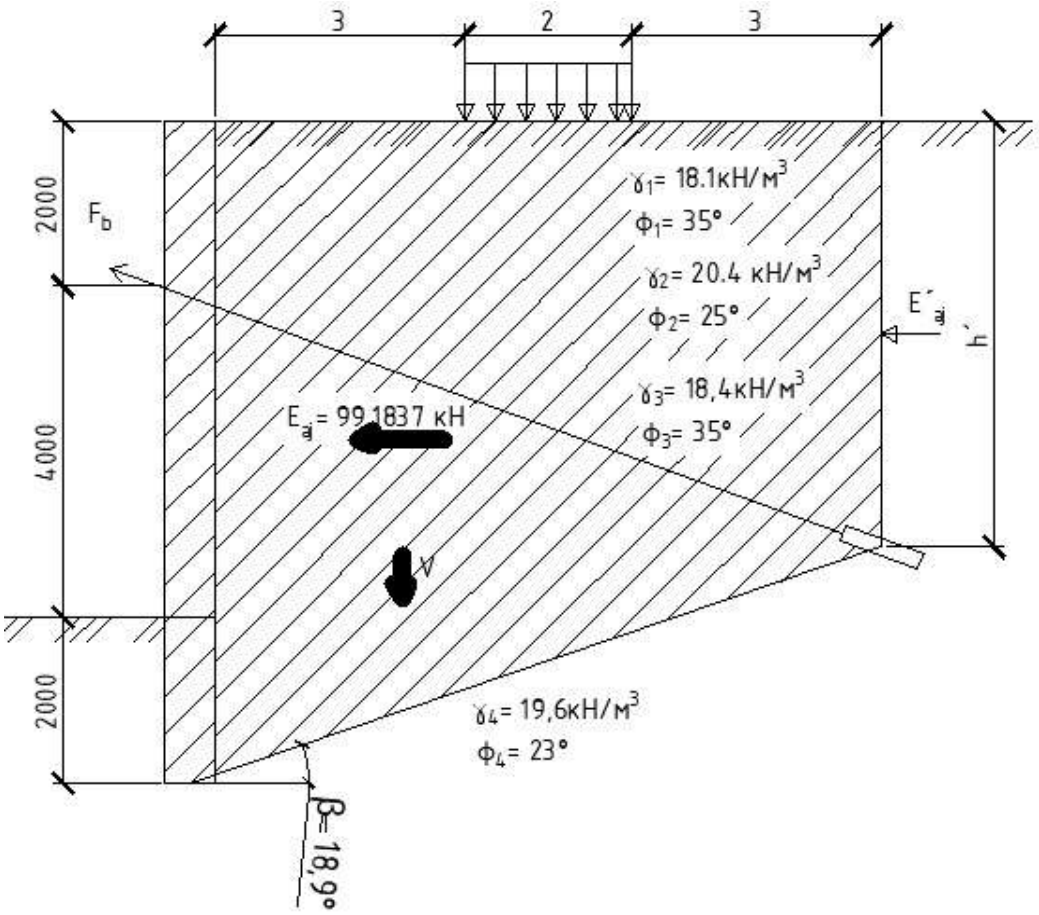


Рис. 3.16 – Розрахункова схема з одноярусним розміщенням анкерів

3.2.5.1. Визначення стійкості системи за «глибокою лінією ковзання» (метод Кранца) та параметрів анкера

$\omega = 20°$;

$E_{aj} = 99.18кН$;

$E'_{aj} = h' \cdot \gamma \cdot \lambda_{acp} = 5{,}15 \cdot 18{,}85 \cdot 0{,}315 = 30{,}57кН$;

$g = ctg(\varphi - \beta) = ctg(23 - 18{,}9) = 13.95$;

$\beta = 18{,}9°$

$$f = \frac{1}{ctg(\varphi - \beta) + tg\omega} = \frac{1}{13.95 + 0.36} = 0.07;$$

$G = V \cdot \gamma + q \cdot S = 52.2 \cdot 18.85 + 20 \cdot 2 = 1023.97кН$

V=52,2м^3 - об'єм призми грунту над «глибокою лінією ковзання» між спорудою, що анкерується, та фіктивною анкерною стінкою.

$$F_{bx} = f \cdot (G + g(\mathrm{E}_{aj} - E'_{aj})) = 0.07 \cdot (1023.97 + 13.95 \cdot (99.18 - 30{,}57)) = 138.67кН.$$

Приймаючи коефіцієнт надійності для постійної підпірної споруди $\gamma_m = \gamma_g = 2$, дозволяється передати зусилля навантаження на анкер N_{ax} рівним:

$$N_{ax}=F_{bx}/2=138{,}67/2=69{,}3кН,$$

тоді за формулою (49), враховуючи, що при $N_a=N_{ax}/cos\omega=F_{du}$, довжину кореня анкера l_k слід прийняти:

$$l_k= N_{ax}/cos\omega \cdot k \cdot m_p \cdot \pi \cdot d_b \cdot p_b \cdot tg\varphi=69{,}3/cos20^0 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}4 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}15 \cdot 300 \cdot tg33=3{,}34м,$$

де $k=0{,}6$ – коефіцієнт однорідності грунту; m_p – коефіцієнт, що враховує напружений стан навколишнього грунту в залежності від тиску при ін'єктуванні (для глин приймаємо – m_p =0,4); d_b – діаметр свердловини (d_b =0,15м); p_b – величина надлишкового тиску в зоні защемлення при ін'єктуванні ($p_b=300кН/м^2$); $\varphi_{ср.}$ – кут внутрішнього тертя грунту ($\varphi_{ср.}=33°$).

Розрахунки напружено-деформованого стану гнучкої підпірної стінки з анкерами та її армування зручніше виконувати із застосуванням програмних комплексів, що реалізують метод скінченних елементів, наприклад, за допомогою національних: SCAD та Ліра чи всесвітньо відомого Sofistik, на які ХНУБА має відповідні ліцензії!

ДОДАТКИ

Таблиця 1 – Коефіцієнти умов роботи

Грунти	Коефіцієнти γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд з жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або його відсіку до висоти L/H, що дорівнює	
		4 та більше	1,5 та менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилуватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилуваті:			
- маловологі і вологі,	1,25	1,0	1,2
- насичені водою	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості грунту або заповнювача $I_L \leq 0{,}25$	1,25	1,0	1,1
Те ж саме при $0{,}25 < I_L \leq 0{,}5$	1,2	1,0	1,1
То же самое при $I_L > 0{,}5$	1,0	1,0	1,0

Примітки:

1 До споруд з жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформації основ, в тому числі за рахунок заходів, зазначених у додатку К [2].

2 Для будівель з гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймається рівним одиниці.

3 При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} визначається по інтерполяції.

4 Для пухких пісків γ_{c1} та γ_{c2} приймають рівним 1.

Таблиця 2 – Коефіцієнти M_γ, M_q, M_c

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

Таблиця 3 - Коефіцієнти N_γ, N_q и N_c

Кут внутрішнього тертя грунту φ_I, град.	Позначення коефіцієнтів	Коефіцієнти несучої здатності N_γ, N_q та N_c при кутах нахилу до вертикалі рівнодіючої зовнішнього навантаження δ, град									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_γ	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,00									
	N_c	5,14									
5	N_γ	0,20	{0,05	δ' =	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,57	1,26	4,9							
	N_c	6,49	2,93}								
10	N_γ	0,60	0,42	{0,12	δ' =	-	-	-	-	-	-
	N_q	2,47	2,16	1,60	9,8						
	N_c	8,34	6,57	3,38}							
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	{0,21	δ'=	-	-	-	-	-
	N_q	3,94	3,45	2,84	2,06	14,5					
	N_c	10,98	9,13	6,88	3,94}						
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	{0,36	δ'	-	-	-	-
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69	=18,9				
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65}					
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	{0,58	δ'=	-	-	-
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,60	22,9			
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	5,58}				
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	{0,95	δ'=	-	-
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	4,95	26,5		
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85}			
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	{1,06	δ'=	-	-
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24	7,04	29,8		
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19	8,63}			
40	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	{2,79	δ'=	-
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11	10,46	32,7	
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	11,27}		
45	N_γ	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	{5,22	δ'=
	N_q	134,87	108,24	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	16,42	35,2
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	15,82}	

Примітки 1. При проміжних значеннях φ_I та δ коефіцієнти N_γ, N_q и N_c допускається визначити інтерполяцією.

Примітки 2. У фігурних дужках наведені значення коефіцієнтів несучої здатності, які відповідають граничному значенню кута нахилу навантаження δ', виходячи з умови $tg\delta = \frac{\sum F_{sa}}{F_v} \le \sin\varphi_4$

Таблиця 4 - Коефіцієнт пропорційності К

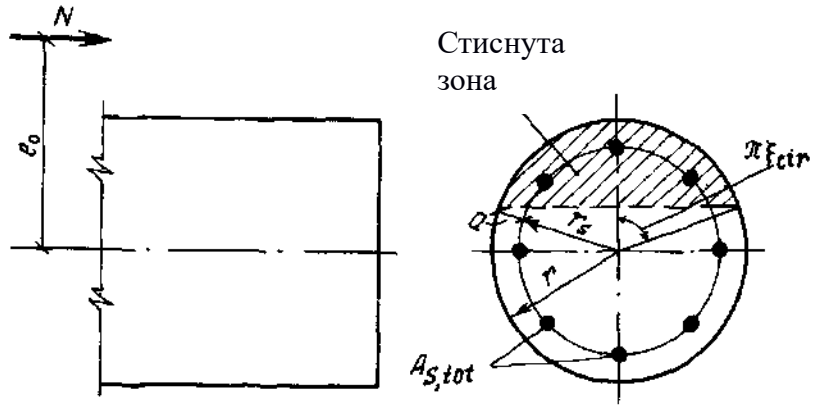
Вид грунту, що оточує палі, і його характеристика	Коефіцієнт пропорційності *К,* тс/м^4 для паль	
	забивних	набивних, паль-оболонок і паль-стовпів
Глини и суглінки текучо-пластичні ($0,75 < I_L \leq 1$)	65 - 250	50 - 200
Глини и суглінки м'яко-пластичні ($0,5 < I_L \leq 0,75$); супісок пластичний ($0 \leq I_L \leq 1$); піски пилуваті ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	250 - 500	200 - 400
Глини и суглінки тугопластичні и полутверді ($0 \leq I_L \leq 0,5$); супісок твердий ($I_L < 0$); піски мілкі ($0,6 \leq e \leq 0,75$); піски середньої крупности ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	500 - 800	400 - 600
Глини и суглінки тверді ($I_L < 0$); піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	800 - 1300	600 - 1000
Піски гравелисті ($0,55 \leq e \leq 0,7$); гравій та галька с пісчаним заповнювачем		1000 - 2000

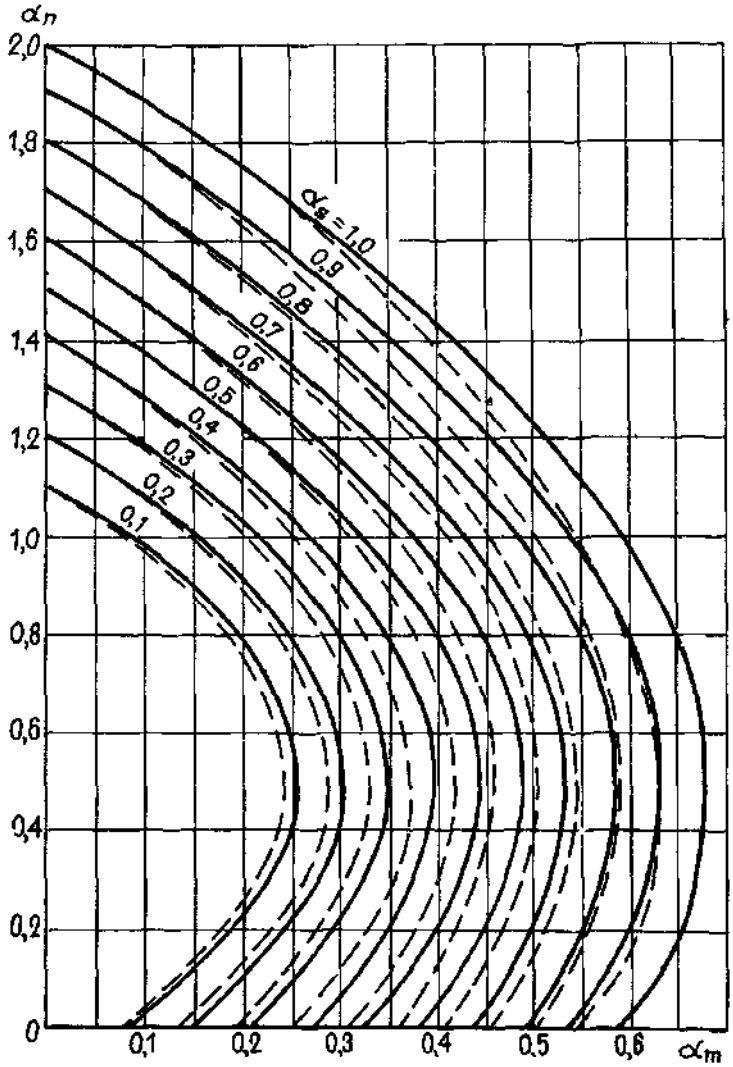
Примітки: 1. Менші значення коефіцієнта *К* в табл. 4 відповідають більш високим значенням показника консистенції I_L глинистих і коефіцієнта пористості *е* піщаних грунтів, зазначеним в дужках, а великі значення коефіцієнта *К* - відповідно більш низьким значенням I_L і *е*. Для грунтів з проміжними значеннями характеристик I_L і *е* величини коефіцієнта *К* визначаються інтерполяцією.

2. Коефіцієнт *К* для щільних пісків повинен прийматися на 30% вище, ніж найбільші значення зазначених в табл. 4 коефіцієнтів *К* для заданого виду грунту.

Таблиця 5 – Функції F_i^z и L_i^z

$\bar{z} = 4$								
0	1,622	1,751	1	0	2,445	1,622	0	1
0,32	1,113	1,431	0,993	0,065	1,931	1,572	0,308	0,892
0,72	0,618	1,044	0,933	0,24	1,336	1,385	0,603	0,562
1,12	0,273	0,694	0,806	-0,391	0,836	1,109	0,75	0,172
1,52	0,055	0,405	0,631	-0,47	0,453	0,805	0,75	-0,157
1,92	-0,062	0,191	0,442	-0,461	0,189	0,524	0,64	-0,368
2,32	-0,107	0,049	0,271	-0,385	0,026	0,3	0,472	-0,451
2,72	-0,109	0,032	0,139	-0,273	-0,061	0,147	0,294	-0,427
3,12	-0,088	0,069	0,053	-0,157	-0,101	0,062	0,141	-0,328
3,52	-0,057	0,08	0,011	-0,061	-0,117	0,028	0,038	-0,182
3,92	-0,025	0,082	0	0	-0,127	0,028	0	0





Умовні позначення:

—— при $a/D = 0{,}05$;

– – – при $a/D = 0.10$.

Графіки несучої здатності позацентрово стиснутих елементів круглого перетину

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b A}; \quad \alpha_m = \frac{Ne_0}{R_b A r}; \quad \alpha_s = \frac{R_s A_{s,\,tot}}{R_b A}$$

Таблиця 6 – Розрахункові площі поперечних перерізів і маса арматури

Діа-метр, мм	Розрахункові площі поперечного перерізу, см^2, при числі стрижнів										Маса, кг/м
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87

Таблиця 7 - Вихідні дані для виконання індивідуального завдання

№ варіанту	1 шар			2 шар			3 шар			4 шар - глина				q, кН/м^2	a, м	s, м
	γ_1, кН/м^3	h_1, м	φ_1, град.	γ_2, кН/м^3	h_2, м	φ_2, град.	γ_3, кН/м^3	h_3, м	φ_3, град.	γ_4, кН/м^3	φ_4, град.	c_4, кН/м^2	I_{L4}, ед.			
1	17,8	1,5	43	21,2	1,3	32	18,8	3,2	43	18,8	27	20	0,3	40	3	3
2	17,8	1,5	42	21,1	1,2	33	18,7	3,3	42	18,9	26	20	0,4	50	0	1
3	17,9	1,5	41	21	1,1	34	18,7	3,4	41	19	26	20	0,5	10	0	1
4	17,9	1,5	40	20,9	1	35	18,6	3,5	40	19,1	25	20	0,6	20	0	1
5	17,9	1,5	39	20,8	1,5	36	18,6	3	39	19,2	25	20	0,7	30	2	3
6	18	1,3	38	20,7	1,5	22	18,5	3,2	38	19,3	24	20	0	40	2	3
7	18	1,2	37	20,6	1,5	23	18,5	3,3	37	19,4	24	20	0,1	50	2	3
8	18,1	1,1	36	20,5	1,5	24	18,4	3,4	36	19,5	23	20	0,2	10	3	2
9	18,1	1	35	20,4	1,5	25	18,4	3,5	35	19,6	23	20	0,3	20	3	2
10	18,2	1,5	34	20,3	1,5	26	18,4	3	35	19,7	22	20	0,4	30	1	2
11	18,2	1,4	33	20,2	1,5	37	20	3,1	35	19,8	22	20	0,2	30	1	2
12	18,3	1,5	32	20,1	1,5	38	20	3	35	18,4	21	15	0,3	40	1	2
13	18,3	1,4	20	20	1,6	39	20	3	35	18,5	21	15	0,4	50	2	1
14	18,4	1,3	21	19,9	1,7	40	20	3	35	18,6	20	15	0,5	10	2	1
15	18,8	1,2	22	19,8	1,8	41	18,4	3	35	18,7	20	15	0,6	20	2	1
16	18,7	1,1	23	19,7	1,9	42	18,5	3	35	17,8	19	15	0,7	30	3	1
17	18,7	1	24	19,6	2	43	18,5	3	35	17,9	19	15	0	40	3	1
18	18,6	1,5	25	19,5	1,5	44	18,6	3	35	18	18	15	0,1	50	3	1
19	18,6	1,6	26	19,4	1,4	27	18,6	3	26	18,1	18	15	0,2	10	1	3
20	18,5	1,7	27	19,3	1,3	28	18,6	3	25	18,2	17	15	0,3	20	0	2
21	17,8	3	21	18,3	1,6	33	18,8	1,4	22	19,9	16	17	0,1	20	1	2
22	17,8	3	22	18,3	1,7	34	18,9	1,3	23	19,8	17	18	0,2	30	1	2
23	17,9	3	23	18,2	1,8	35	19	1,2	24	19,7	18	19	0,3	40	2	1
24	17,9	3	24	18,2	1,9	36	19,1	1,1	25	19,6	19	20	0,4	50	2	1
25	17,9	3	25	18,2	2	37	19,2	1	26	19,5	20	21	0,5	10	2	1
26	18	3	26	18,1	1,5	38	19,3	1,5	35	19,4	21	22	0,6	20	3	1
27	18	3	27	18,1	1,4	39	19,4	1,6	35	19,3	22	23	0,7	30	3	1
28	18,1	3	28	18	1,3	40	19,5	1,7	35	19,2	23	24	0	40	3	1
29	18,1	3	29	18	1,2	41	19,6	1,8	35	19,1	24	25	0,1	50	1	3
30	18,2	3	30	17,9	1,1	42	19,7	1,9	35	19	25	26	0,2	10	1	3
31	18,2	3	31	17,9	1	43	19,8	2	35	18,9	26	25	0,3	20	1	3
32	18,3	3	32	17,8	1,5	44	18,4	1,5	35	21,3	27	24	0,4	30	0	2
33	18,3	3,1	33	17,8	1,4	21	18,5	1,5	35	21,2	27	23	0,5	40	0	2
34	18,4	3,2	34	18,8	1,3	22	18,6	1,5	35	21,1	26	22	0,6	50	0	2
35	18,4	3,3	35	18,8	1,2	23	18,7	1,5	35	21	25	21	0,7	10	0	3
36	18,5	3,4	36	18,7	1,1	24	17,8	1,5	36	20,9	24	20	0	20	0	3
37	18,5	3,5	37	18,7	1	25	17,9	1,5	37	20,8	23	19	0,1	30	0	3
38	18,6	3	38	18,6	1,5	26	18	1,5	38	20,7	22	18	0,2	40	1	1
39	18,6	3,2	39	18,6	1,5	27	18,1	1,3	39	20,6	21	17	0,3	50	2	2
40	18,6	3,3	40	18,5	1,5	28	18,2	1,2	40	20,5	20	16	0,4	10	3	3
41	18,7	3,4	41	18,5	1,5	29	18,3	1,1	41	20,4	19	16	0,5	20	0	1

42	18,7	3,5	42	18,4	1,5	30	18,4	1	42	20,3	18	17	0,6	30	0	1
43	18,8	3	43	18,4	1,5	31	18,5	1,5	43	20,2	17	18	0,7	40	0	1
45	18,8	3,1	44	18,4	1,5	32	18,6	1,4	44	20,1	16	19	0	50	2	3
46	18,3	1,1	41	17,9	3,4	29	18,5	1,5	23	20,4	26	24	0,1	10	2	3
47	18.4	1.5	21	17.9	1.5	31	18.5	3	22	20.2	16	24	0,2	10	2	3
48	18,4	1	42	17,8	3,5	30	18,4	1,5	24	20,3	26	25	0,2	20	2	3
49	18,5	1,5	43	17,8	3	31	18,4	1,5	25	20,2	27	26	0,3	30	3	2
50	17,8	1,4	31	18,2	1,5	21	18,5	3,1	41	21,2	26	18	0,5	40	2	1
51	18,8	1,3	30	18,2	1,5	22	18,6	3,2	40	21,1	25	19	0,6	50	2	1
52	18,4	1,5	31	18,9	1,5	32	18,8	3	21	18,6	15	15	0,2	10	0	3
53	18,5	1,5	24	17,8	1,2	28	18,2	3,3	25	20,5	19	25	0,7	30	0	1
54	17,8	1,5	33	18,3	1,4	21	18,5	3,1	39	21,2	27	23	0,6	20	2	1
55	18,8	1,5	34	18,4	1,3	22	18,6	3,2	40	21,1	26	22	0,7	30	2	1
56	18,8	1,5	35	18,4	1,2	23	18,7	3,3	41	21	25	21	0,6	20	2	1
57	18,7	1,5	36	18,5	1,1	24	17,8	3,4	42	20,9	24	20	0,7	30	3	1
58	18,7	1,5	37	18,5	1	25	17,9	3,5	43	20,8	23	19	0	40	3	1
59	18,6	1,5	38	18,6	1,5	26	18	3	44	20,7	22	18	0,1	50	3	1
60	18,6	1,3	39	18,6	1,5	27	18,1	3,2	21	20,6	21	17	0,2	10	1	3
61	18,5	1,2	40	18,6	1,5	28	18,2	3,3	22	20,5	20	16	0,3	20	0	2
62	18,5	1,1	41	18,7	1,5	29	18,3	3,4	23	20,4	19	16	0,4	30	0	2
63	18,4	1	42	18,7	1,5	30	18,4	3,5	24	20,3	18	17	0,5	40	0	2
64	17,8	3	21	18,3	1,6	33	18,8	1,4	22	19,9	16	17	0,1	20	1	2
65	17,8	3	22	18,3	1,7	34	18,9	1,3	23	19,8	17	18	0,2	30	1	2
66	17,9	3	23	18,2	1,8	35	19	1,2	24	19,7	18	19	0,3	40	2	1
67	17,9	3	24	18,2	1,9	36	19,1	1,1	25	19,6	19	20	0,4	50	2	1
68	17,9	3	25	18,2	2	37	19,2	1	26	19,5	20	21	0,5	10	2	1
69	18	3	26	18,1	1,5	38	19,3	1,5	35	19,4	21	22	0,6	20	3	1
70	18	3	27	18,1	1,4	39	19,4	1,6	35	19,3	22	23	0,7	30	3	1
71	18,1	3	28	18	1,3	40	19,5	1,7	35	19,2	23	24	0	40	3	1
72	18.6	1.4	44	17.8	3.1	32	18.4	1.5	26	20.1	27	25	0,4	40	3	2
73	18.3	1.5	44	18.6	1.5	32	18.7	3	40	20	26	22	0	10	2	2
74	18.3	1.6	43	18.6	1.4	33	18.8	3	40	19.9	25	21	0,1	20	3	3
75	18.3	1.7	42	18.6	1.3	34	18.9	3	40	19.8	24	20	0,2	30	0	1
76	18.2	1.8	41	18.7	1.2	35	19	3	40	19.7	23	19	0,3	40	0	1
77	18.2	1.9	40	18.7	1.1	36	19.1	3	40	19.6	22	18	0,4	50	0	1
78	17.8	1.5	32	18.4	1.4	21	20	3.1	21	18.7	15	16	0,2	30	2	2
79	17.8	1.5	33	18.8	1.3	32	19.9	3.2	22	18.8	16	17	0,3	40	3	3
80	17.8	1.5	34	18.7	1.2	33	19.8	3.3	23	18.9	17	18	0,4	50	0	1
81	17.9	1.5	35	18.7	1.1	34	19.7	3.4	24	19	18	19	0,5	10	0	1
82	17.9	1.5	36	18.6	1	35	19.6	3.5	25	19.1	19	20	0,6	20	0	1
83	18,5	1,8	28	19,2	1,2	29	18,7	3	24	18,3	17	15	0,4	30	0	2
84	18,4	1,9	29	19,1	1,1	30	18,7	3	23	18,4	16	15	0	40	0	2
85	18,4	2	30	19	1	31	18,8	3	22	18,5	16	15	0,1	50	0	3
86	18,4	1,5	31	18,9	1,5	32	18,8	3	21	18,6	15	15	0,2	10	0	3
87	18,5	1,5	24	17,8	1,2	28	18,2	3,3	25	20,5	19	25	0,7	30	0	1
88	17.9	1.5	35	18.7	1.1	34	19.7	3.4	24	19	18	19	0,5	10	0	1
89	17.9	1.5	36	18.6	1	35	19.6	3.5	25	19.1	19	20	0,6	20	0	1
90	18,4	1,5	43	18,8	1,5	31	18,5	3	25	20,2	17	18	0,6	50	0	3
91	18,4	1,4	44	18,8	1,5	32	18,6	3,1	26	20,1	16	19	0,6	20	0	3

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Київ : Мінрегіон України, 2015. 86 с.
2. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Київ: Мінрегіон України, ДП «Укрархбудінформ, 2018 – 36 с.
3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування / ДП НДІБК Мінрегіонбуду України. - Київ: ДП «Укрархбудінформ». 2009. – 104 с.
4. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна №1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 57 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / ДП НДІБК Мінрегіонбуду України. - Київ: ДП «Укрархбудінформ». 2011. – 71 с.
6. Лучковський І.Я. Взаємодія конструкцій з основою. Бібліотека ІТЕ. Том 3 / І.Я. Лучковський. Харків : ХДАМГ, 2000. 264 с.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01- 84) / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 192 с.
8. Руководство по проектированию свайных фундаментов/НИИОСП им. Н.П. Герсеванова Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1980. – 151 с.
9. Горбунов-Посадов М.И. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под общ. Ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. М. : Стройиздат, 1985. 480 с.
10. Механика грунтов, основания и фундаменты : учебник / Л.Н. Шутенко, А. Г. Рудь, О. В. Кичаева, А. В. Самородов, О. В. Гаврилюк; под ред. Л. Н. Шутенко. Харьков : ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2015. 501 с.
11. Лучковский И.Я., Есакова С.В. Деформационный способ расчета фундаментов: монография. Харьков: Коллегиум, 2016. 196 с.
12. Механіка грунтів, основи та фундаменти : підручник / Л.М. Шутенко, О.Г. Рудь, О.В. Кічаєва, О.В. Самородов, О.В. Гаврилюк; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. 563 с.

Навчальне видання

Методичні вказівки до виконання практичних робіт та індивідуального завдання з дисципліни «Механіка ґрунтів та інженерні вишукування» (цикл «Механіка ґрунтів») для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Укладачі Самородов Олександр Віталійович
Єсакова Світлана Володимирівна
Чепурний Дмитро Олександрович
Кротов Олег Вікторович
Табачніков Сергій Володимирович

Відповідальний за випуск О.В. Самородов

За редакцією авторів

План 2021, поз. 295

Підп. до друку 02.02.2021. Формат 60×84 1/16. Папір офсетний.
Riso-друк. Гарнітура Tames New Roman. Ум. друк. арк. 3.0
Тираж 50 прим. Зам. № 6515. Безкоштовно.

ХНУБА, 61002, Харків, вул. Сумська, 40
Підготовлено та надруковано РВВ Харківського національного університету будівництва та архітектури