

*Укладачі: Блащук Наталя Вікторівна, Масєвська Ірина Вікторівна,
Попович Микола Миколайович*

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання курсових проєктів
з дисципліни “Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи”
для здобувачів спеціальності
192 “Будівництво та цивільна інженерія”
ОПП “Автомобільні дороги, вулиці та дорожньо-транспортні споруди”

Ключові слова: гірські породи, геологічний розріз, ґрунт, фізичні характеристики, механічні характеристики, паля, зсув, несуча здатність, підпірна стінка.

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання курсових проєктів з дисципліни
“Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи”
для здобувачів спеціальності
192 “Будівництво та цивільна інженерія”
ОПШ “Автомобільні дороги, вулиці та
дорожньо-транспортні споруди”

**Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання курсових проєктів з дисципліни
“Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи”
для здобувачів спеціальності
192 “Будівництво та цивільна інженерія”
ОПШ “Автомобільні дороги, вулиці та
дорожньо-транспортні споруди”

Вінниця

ВНТУ

2025

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання курсових проєктів з дисципліни
“Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи”
для здобувачів спеціальності
192 “Будівництво та цивільна інженерія”
ОПШ “Автомобільні дороги, вулиці та
дорожньо-транспортні споруди”

Усі цитати, цифровий, фактичний матеріал та бібліографічні відомості перевірені, написання одиниць відповідає стандартам.
Зауваження рецензентів враховані.

Вимогам, які висуваються до навчальної літератури, відповідає.

Відповідальність за наявність плагіату несуть автори.

Автори: _____ Н. В. Блащук
(підпис)
_____ І. В. Маєвська
(підпис)
_____ М. М. Попович
(підпис)

Затверджено
на засіданні кафедри БМГА
Протокол №12 від 06.01. 2025 р.
Зав. кафедри

_____ Швець В. В.
(підпис)

Рекомендовано до друку Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № від 2025 р.)

Рецензенти:

Ігор ГАМЕЛЯК, д.т.н., завідувач кафедри системного проєктування об'єктів транспортної інфраструктури та геодезії НТУ

Денис БАЙДА, к.т.н., доцент кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т.

Методичні вказівки до виконання курсових проєктів з дисципліни “Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи” для здобувачів спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”, ОПП “Автомобільні дороги, вулиці та дорожньо-транспортні споруди” /Уклад. Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. – Вінниця : ВНТУ, 2025. – 110 с.

У методичних вказівках наведена методика виконання курсового проєкту по курсу “Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи“. Наводяться склад курсового проєкту, вихідні дані для індивідуальних завдань, послідовність виконання курсового проєкту, теоретичні відомості з виконання розділів проєкту, приклади розрахунків та вимоги до оформлення.

ЗМІСТ

| | |
|---|----|
| ВСТУП..... | 6 |
| 1 МЕТА ТА ЗАВДАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ | 7 |
| 2 СКЛАД, ОБСЯГ І СТРУКТУРА КУРСОВОГО ПРОЄКТУ | 8 |
| 3 ВКАЗІВКИ ДО ПОБУДОВИ ГЕОЛОГІЧНОГО РОЗРІЗУ | 9 |
| 4 АНАЛІЗ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА (ПІДГОТОВКА ДАНИХ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ) | 11 |
| 5 ОСНОВНІ ВКАЗІВКИ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ..... | 14 |
| 5.1 Вибір глибини закладання ростверка..... | 14 |
| 5.2 Вибір виду і довжини паль..... | 17 |
| 5.3 Порядок розрахунку пальових фундаментів..... | 18 |
| 5.4 Визначення несучої здатності палі по ґрунту (за несучою здатністю основи)..... | 20 |
| 5.4.1 Палі-стояки..... | 21 |
| 5.4.2 Висячі забивні палі і палі всіх видів, що занурюють без виймання ґрунту..... | 22 |
| 5.4.3 Висячі набивні і бурові палі та палі-оболонки, що заповнюють бетоном..... | 23 |
| 5.5 Визначення несучої здатності палі за міцністю матеріала стовбура.. | 24 |
| 5.6 Визначення потрібної кількості паль під стійку опори і конструювання ростверку..... | 27 |
| 5.7 Перевірка несучої здатності по ґрунту фундаменту з паль як умовного фундаменту мілкового закладання..... | 29 |
| 5.8 Розрахунок пальових фундаментів за деформаціями основ..... | 35 |
| 6 РОЗРАХУНОК ПІДПІРНОЇ СТІНКИ КУТНИКОВОГО ТИПУ..... | 41 |
| 6.1 Тиск ґрунту на підпірні стіни..... | 41 |
| 6.1.1 Активний тиск ґрунту..... | 43 |
| 6.1.2 Пасивний тиск ґрунту..... | 46 |
| 6.2 Розрахунок стійкості проти зрушення..... | 47 |
| 6.3 Розрахунок міцності ґрунтової основи..... | 48 |
| 6.4 Розрахунок основи підпірних стін за деформаціями..... | 49 |
| 7 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ..... | 51 |
| 7.1 Підготовка вихідних даних для проектування фундаментів мостової споруди..... | 51 |
| 7.2 Розрахунок пальового фундаменту під проміжну опору..... | 57 |
| 7.2.1 Вибір глибини закладання ростверка..... | 57 |
| 7.2.2 Вибір виду і довжини паль..... | 58 |
| 7.2.3 Визначення несучої здатності палі по ґрунту (за несучою здатністю основи)..... | 58 |
| 7.2.4 Визначення несучої здатності палі за міцністю матеріала стовбура..... | 60 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 7.2.5 | Визначення потрібної кількості паль під стійку опори і конструювання ростверку..... | 62 |
| 7.2.6 | Перевірка несучої здатності по ґрунту фундаменту з паль як умовного фундаменту мілкого закладання..... | 64 |
| 7.2.7 | Розрахунок пальового фундаменту за деформаціями основи..... | 67 |
| 7.3 | Розрахунок кутникової підпірної стінки..... | 71 |
| 7.3.1 | Визначення тиску ґрунту на підпірну стінку..... | 71 |
| 7.3.2 | Розрахунок стійкості положення стіни проти зсуву..... | 73 |
| 7.3.3 | Розрахунок міцності ґрунтової основи..... | 75 |
| 7.3.4 | Розрахунок основи за деформаціями..... | 75 |
| 7.3.5 | Визначення прогину верху стіни..... | 77 |
| | Список літератури..... | 78 |
| | Додаток А Індивідуальне завдання..... | 80 |
| | Додаток Б Дані по варіантах для побудови геологічного розрізу..... | 82 |
| | Додаток В Конструкції проміжних мостових опор..... | 105 |
| | Додаток Г Зусилля на рівні низу стійки 500×800 мм для проміжних опор..... | 106 |
| | Додаток Д Характеристики ґрунту зворотної засипки для улаштування підпірної стінки кутникового типу по варіантах завдання.... | 107 |
| | Додаток Е Вихідні дані для розрахунку підпірної стінки кутникового типу..... | 107 |
| | Додаток Ж Критерії оцінювання..... | 108 |
| | Додаток И Зразок оформлення графічної частини..... | 109 |

ВСТУП

Методичні вказівки по курсу “Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи” розроблені для підготовки здобувачів спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”, ОПП “Автомобільні дороги, вулиці та дорожньо-транспортні споруди” до виконання курсових проєктів за програмою дисципліни та їх оформлення.

Виконання курсового проєкту дає можливість студентам набути навички з аналізу даних інженерно-геологічних вишукувань, визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів, проєктування фундаментів мостових і дорожніх споруд, ознайомитись з методиками розрахунку пальових фундаментів і підпірних стін, а також закріпити теоретичні знання, одержані на лекціях. Фахівець має вільно складати і читати кресленники геологічних розрізів, конструктивних рішень мостових і дорожніх споруд.

Фундамент є найважливішою частиною споруди, яка сприймає навантаження від споруди і передає їх на основу, природну (складену ґрунтами) чи штучну. З метою індустріалізації робіт, підвищення надійності і зниження вартості споруд застосовують фундаменти на палях. Останнім часом їх застосовують при різних за величиною навантаженнях і довжині паль. Застосування фундаментів на палях значно зменшує об’єм земляних робіт, доцільне для споруджень при високому горизонті ґрунтових вод, для будівництва мостів, дорожніх споруд.

Підпірні стінки є невід’ємною складовою дорожніх насипів, до того ж їх розрахунок дозволяє опанувати розрахунки фундаментів мілкового закладання на всі види граничних станів.

Курсове проєктування – це творча, самостійна робота, під час якої підсумовуються та закріплюються теоретичні знання і практичні навички здобувачів, набувається досвід самостійного розв’язування інженерних задач, уміння використовувати в роботі сучасні досягнення науки і техніки.

Виконання даного курсового проєкту може стати частиною бакалаврської роботи. Бажано виконувати курсовий проєкт за темою бакалаврської кваліфікаційної роботи студента.

Проєкт вважається виконаним, коли пояснювальна записка і весь графічний матеріал оформлені відповідно до вимог чинних стандартів.

Відповідальність за правильність прийнятих рішень, обґрунтувань, розрахунків та якість оформлення несе студент – автор проєкту.

До початку і в процесі виконання курсового проєкту студент зобов’язаний вивчити теоретичний матеріал, необхідний для розрахунку фундаментів, виконати роботу і захистити її.

1 МЕТА ТА ЗАВДАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

У курсовому проєкті передбачене проєктування пального фундаменту під проміжну опору автомобільного моста та підпірної стінки кутникового типу, що улаштована в місці, де існуючого ґрунтового укосу не вистачає для організації укріпленої смуги дороги, що примикає до берегової (крайньої) опори моста (стояна). Схематичне положення підпірної стінки в поперечному розрізі дороги наведено на рис. 1.1.

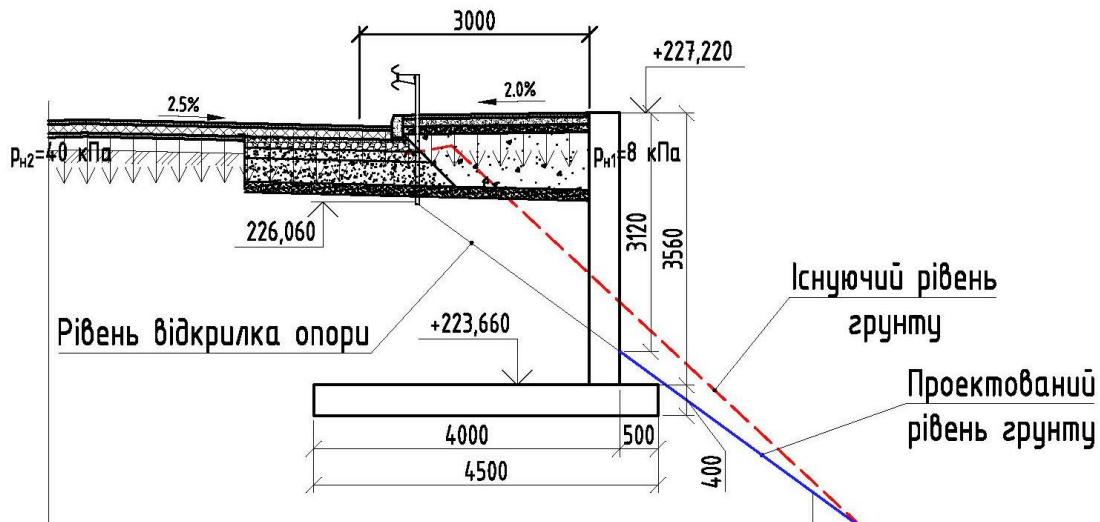


Рисунок 1.1 – Поперечний переріз підпірної стінки на підході до перехідної плити від крайньої опори до основного полотна дороги

Для виконання курсового проєкта студент одержує індивідуальне завдання (додаток А), в якому надається:

- схема розміщення свердловин на проєктованій ділянці автодороги та схема розміщення підпірної стінки на ділянці дороги, що примикає до берегової (крайньої) опори;

- номер будівельного майданчика та номер варіанту ґрунтових умов для цього майданчика; що дозволяє визначити послідовність і потужність залягання шарів ґрунтів (гірських порід) по кожній свердловині, результати визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів по кожному шару (додаток Б, табл. Б.1, Б.2, Б.3);

- габарити проїжджої частини автодороги та довжина прогонових конструкцій моста (відстань між його опорами), що дозволяє обрати конструктивне рішення надфундаментної частини проміжної опори моста (додаток В);

Додатково надаються:

- таблиці з визначення зусиль в рівні низу стійки опори моста, які є

навантаженнями на пальовий фундамент цієї стійки (додаток Г);

- характеристики ґрунту зворотної засипки для улаштування підпірної стінки кутникового типу (додаток Д);
- таблиця варіантів завдань для розрахунку підпірної стінки (додаток Е).

2 СКЛАД, ОБСЯГ І СТРУКТУРА КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

Курсовий проєкт складається з розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини. При виконанні розрахунків до кожного з них повинна бути наведена відповідна схема. Обсяг розрахунково-пояснювальної записки до 30 сторінок форматом А4. Графічну частину проєкту виконують на одному аркуші формату А1.

Конструкції мостових споруд прийняті згідно з серією 3.503.1-100 «Уніфіковані стоякові опори автодорожніх мостів для звичайних умов з використанням виробів заводського виготовлення». Розглядаються, як варіанти, такі габарити проїжджої частини дороги: Г- 8+2×1,5; Г- 10+2×1,5; Г- 11,5+2×1,5; Г- 15,25+2×1,5 (ширина тротуарів 1,5 м). Варіанти довжини прогонових балок 12, 18 та 24 м. Всі прогони по довжині моста однакові.

При виконанні проєкту необхідно:

- для свого варіанта накреслити схему плану ділянки дороги з мостовою спорудою і місцями розміщення свердловин;
- в залежності від довжини прогонової конструкції визначити потрібну кількість опор моста;
- в залежності від габариту проїжджої частини автодороги вибрати марку проміжної опори моста за серією 3.503.1-100 (додаток В);
- скласти у відповідному масштабі геологічний розріз ділянки уздовж мостової споруди з подальшим нанесенням на нього положення мостових опор і пальових фундаментів;
- в залежності від габариту проїжджої частини, довжини прогонової конструкції та висоти проміжної опори визначити розрахункові зусилля в стійках опори (додаток Г);
- визначити всі необхідні фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчику будівництва;
- виконати розрахунок і проєктування пальового фундаменту під проміжну опору моста;
- виконати розрахунок і проєктування підпірної стінки кутникового типу.

На аркуші **графічної частини** зображують схематичний план мостової споруди, геологічний розріз уздовж мостової споруди з нанесеним розміщенням положення мостових опор і пальових фундаментів,

геологічний розріз поперек підпірної стінки; схему конструктивного рішення проміжної опори моста, схему пальового фундаменту, суміщену з геологічним розрізом, опалубні креслення пальового фундаменту під проміжну опору, опалубні креслення підпірної стінки.

3 ВКАЗІВКИ ДО ПОБУДОВИ ГЕОЛОГІЧНОГО РОЗРІЗУ

Геологічний розріз будується на підставі даних інженерно-геологічних вишукувань і являє собою графічне зображення вертикальної будови місцевості уздовж визначеного напрямку (створу), на якому розташовані свердловини. Вихідним матеріалом для побудови розрізу служать дані по кожній свердловині: абсолютні відмітки гирла (верхньої точки) і забою (нижньої точки) свердловини, послідовність і потужність залягання шарів гірських порід, абсолютні відмітки рівнів ґрунтових вод.

Для побудови геологічного розрізу попередньо необхідно скласти його топографічну основу, тобто за заданим напрямком побудувати топографічний профіль місцевості.

При кресленні геологічного розрізу приймати горизонтальний та вертикальний масштаби 1:200. У лівій частині креслення лишається місце для умовних позначень (6 – 8 см) і будується шкала абсолютних відміток, що повинна охоплювати весь діапазон відміток (із деяким запасом). Діапазон відміток обчислюється як різниця максимальної відмітки гирла і мінімальної відмітки забою свердловин. Відступивши від шкали 1 - 1,5 см, у відповідному рядку часопису, де указуються відстані між свердловинами, намічають положення першої свердловини. У верхньому рядку ставиться номер свердловини, а в нижніх – абсолютні відмітки гирла, забою і рівня ґрунтових вод. Потім у відповідному масштабі відкладають відстані між сусідніми свердловинами, ставлять їх номери і виписують відповідні відмітки. Після цього по абсолютних відмітках гирла і забою свердловин, використовуючи шкалу відміток, наносять свердловини на креслення. Діаметр свердловини задають умовно - шириною 1,0 - 1,5 мм.

На наступному етапі переходять безпосередньо до побудови геологічного розрізу. Для цього біля кожної свердловини будують спеціальну колонку шириною 8 – 10 мм. По вертикалі від гирла свердловини в масштабі відкладають послідовно товщину (потужність) шарів. Потім об'єднують розрізнені спеціальні колонки біля кожної свердловини в єдиний геологічний розріз за такими правилами:

1. Точки, що відповідають гирлам свердловин, з'єднують прямими лініями.
2. Подошви (покрівлі) шарів одних і тих же гірських порід (ґрунтів), що спостерігаються в сусідніх свердловинах, з'єднують прямими лініями.
3. Якщо той або інший прошарок не просліджується в сусідній свердловині його виклинюють (зводять нанівець) до середини відстані до

цієї свердловини (до підшови верхнього прошарку).

4. Для розмежування двох різноманітних шарів (прошарків), що займають у сусідніх свердловинах однакову позицію, проводять розмежувальну лінію і виклинюють прошарок на 1/3 відстані від протилежної свердловини таким чином, щоб прошарки перекривались. Причому більш молода за геологічним віком гірська порода повинна перекривати більш давню, а не навпаки.

5. Точки забоїв свердловин не з'єднують, тому що свердловини не добурюють до підшови останнього шару.

6. Весь простір між свердловинами заповнюють умовними позначеннями (штрихуванням). Нижче забоїв свердловин штрихування заповнюється на 1 – 2 см. Відстань між штриховими лініями 2 мм. Штрихування здійснюється згідно з вимогами [1]. Умовні позначення основних типів гірських порід (грунтів) наведені на рис. 3.1.

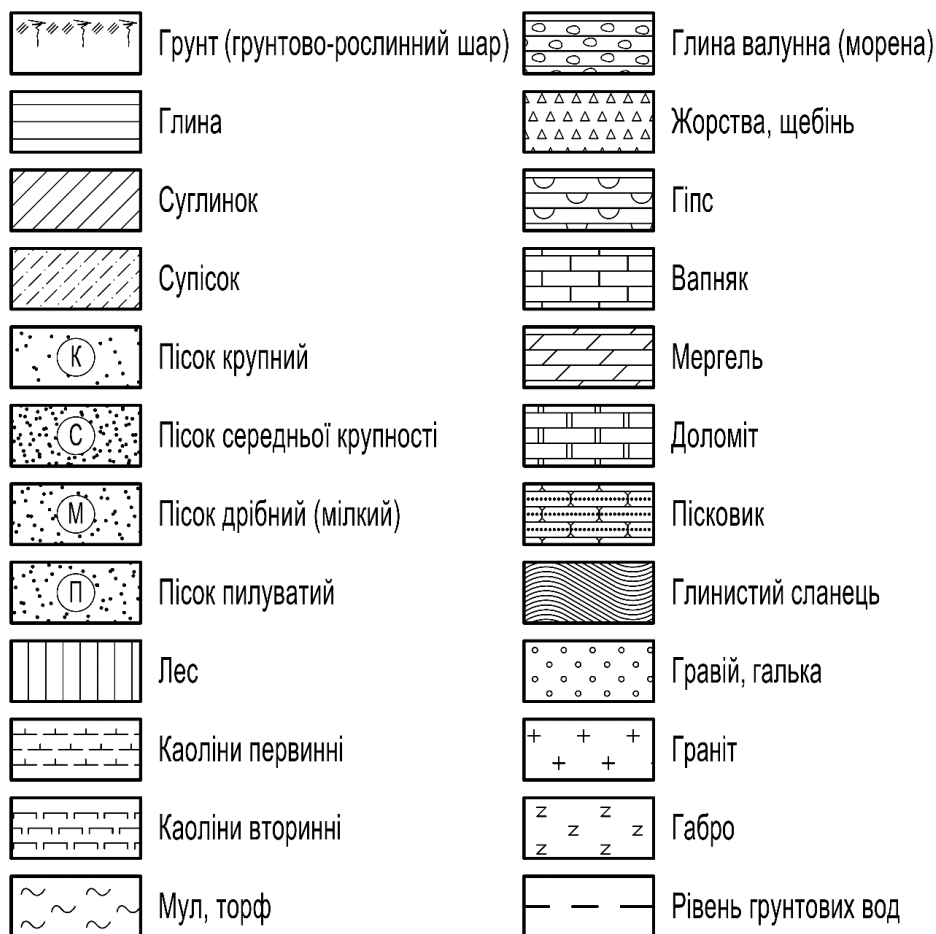


Рисунок 3.1 – Умовні позначення основних гірських порід (грунтів)

7. Рівні підземних вод з'єднують пунктирними прямими лініями, слідкуючи за тим, щоб вони не перетинали водонепроникних гірських порід (водозборів). На кожній свердловині відзначають глибину залягання рівня підземних вод.

8. Кожний шар ґрунту або гірської породи нумерують зверху вниз і цифри обводять кружком діаметром 7 – 8 мм. Відповідні номери шарів проставляють у колонку умовних позначень.

9. Біля кожної свердловини проставляють глибину залягання підшови кожного шару, включаючи і РГВ (WL) від рівня земної поверхні.

Вихідні дані про бурові свердловини наведені в додатку Б, табл. Б.1, Б.2, Б.3. Приклад оформлення геологічного розрізу наведений на рис. 3.2.

4 АНАЛІЗ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА (ПІДГОТОВКА ДАНИХ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ)

Аналіз інженерно-геологічних (ґрунтових) умов будівельного майданчика полягає у якісній характеристиці ґрунтової товщі, висновок про наявність ґрунтових вод і можливу зміну їх рівня, попередню оцінку придатності тих чи інших шарів ґрунту як природних основ. За даними інженерно-геологічних вишукувань визначають типи ґрунтів та їх якісні характеристики відповідно до [2, 3].

Визначають кількісні характеристики ґрунтів та їх класифікаційні ознаки згідно з [2, 3, 5].

Глинисті ґрунти в залежності від числа пластичності I_p , яке являє собою різницю вагових вологостей на межі текучості, W_L , та межі пластичності, W_p ,

$$I_p = W_L - W_p, \quad (4.1)$$

поділяють на глини ($I_p > 0,17$), суглинки ($0,07 < I_p \leq 0,17$) та супіски ($0,01 \leq I_p \leq 0,07$).

В залежності від показника текучості, який являє собою відношення різниці вологостей в природних умовах W і на межі пластичності до числа пластичності

$$I_L = (W - W_p) / I_p \quad (4.2)$$

глинисті ґрунти відповідно до [2, 3] одержують додаткову якісну характеристику.

Для кожного типу ґрунту визначають коефіцієнт пористості в природному стані

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1, \quad (4.3)$$

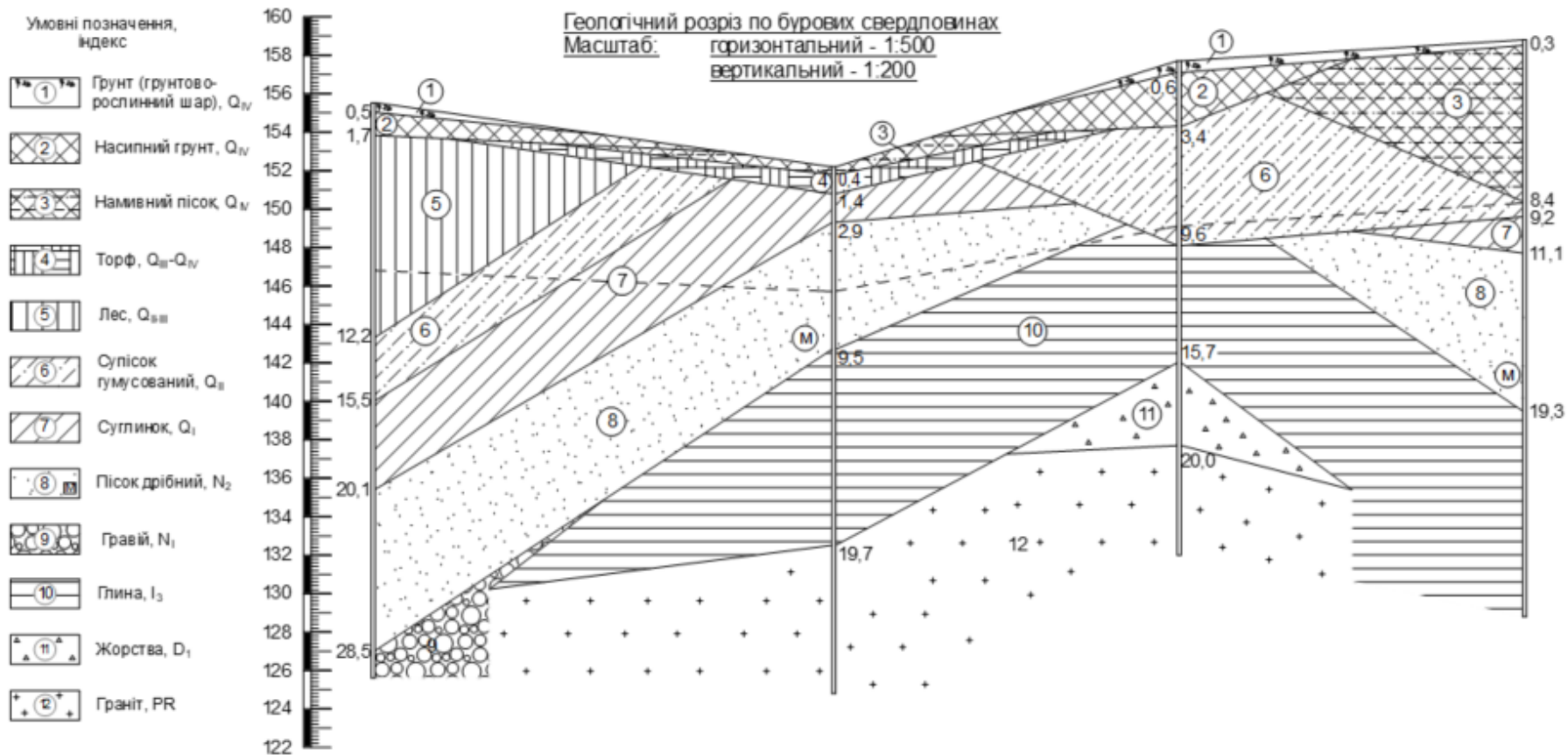
де γ_s , γ – питома вага відповідно частинок ґрунту та ґрунту у природному стані, кН/м^3 ;

w – природна вологість в частках одиниці.

Визначають ступінь вологості

$$s_r = \frac{w \gamma_s}{e \gamma_w}, \quad (4.4)$$

де γ_w – питома вага води ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$).



| № свердловини | 1 | 3 | 5 | 8 |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Відстань між свердловинами, м | | 60 | 45 | 45 |
| Абсолютна відмітка гирла, м | 155,5 | 152,2 | 157,7 | 158,8 |
| Абсолютна відмітка забою, м | 125,6 | 124,8 | 132,0 | 128,8 |
| Рівень ґрунтових вод WL, м | 146,8 | 145,7 | 149,1 | 150,3 |

Рисунок 3.2 – Геологічний розріз будівельного майданчика, побудований за даними буріння

За таблицями [2, 3] для піщаних ґрунтів в залежності від коефіцієнта пористості e визначають щільність складення, а в залежності від ступеня вологості S_r – стан за ступенем вологості.

Для тих ґрунтів, механічні характеристики яких не наведені в завданні, нормативні значення питомого зчеплення C , кута внутрішнього тертя φ та модуля деформації E визначають за таблицями [5] в залежності від коефіцієнта пористості e та показника текучості I_L (для глинистих ґрунтів).

Усі дані про фізико-механічні властивості ґрунтів зводять в таблицю 4.1, де в першій графі вказують вид ґрунту з його якісною характеристикою. Наприклад, пісок пилюватий, середньої щільності, вологий, або суглинок легкий, м'якопластичний.

Таблиця 4.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

| Вид ґрунту | γ_{II} , кН/м ³ | γ_s , кН/м ³ | W | W_L | W_P | I_P | I_L | e | S_r | c_{II} , кПа | φ_{II} , град | Коеф. Пуассона, ν | E , МПа |
|------------|--------------------------------------|-----------------------------------|-----|-------|-------|-------|-------|-----|-------|-------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------|
| | | | | | | | | | | | | | |

У завданні наведено нормативні значення величин. Згідно з [5, 6] усі розрахунки основ повинні виконуватися з використанням розрахункових значень характеристик ґрунтів, що визначають за формулою

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (4.5)$$

де X_n – нормативне значення характеристики;

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту.

Коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g при обчисленні розрахункових значень характеристик міцності (питомого зчеплення c , кута внутрішнього тертя φ нескільких ґрунтів і границі міцності на одноосьовий стиск скельних ґрунтів R_c , а також щільності ґрунту ρ або його питомої ваги γ) згідно з [6] встановлюють у залежності від мінливості цих характеристик, числа визначень і значення довірчої ймовірності α . Для інших характеристик ґрунту допускається приймати $\gamma_g = 1$.

Довірчу ймовірність α розрахункових значень характеристик ґрунтів приймають: при розрахунках основ за несучою здатністю - 0,95, за деформаціями - 0,85.

Визначені розрахункові значення характеристик позначаються:

- для першої групи граничних станів (при розрахунках основ за несучою здатністю)

$$\gamma_b, c_b, \varphi_b, R_{cb};$$

- для другої групи граничних станів (при розрахунках основ за деформаціями)

$$\gamma_{II}, c_{II}, \varphi_{II}, R_{cII}.$$

Для попередніх розрахунків основ будівель та споруд класів СС3 і СС2 і розрахунків основ об'єктів класу СС1, а також опор повітряних ліній допускається визначати нормативні і розрахункові значення характеристик

міцності і деформованості ґрунтів згідно з їх фізичними характеристиками за таблицями норм [5]. Табличні значення характеристик ґрунтів приймаються за нормативні.

Розрахункові значення характеристик ґрунтів у цьому випадку слід приймати при значеннях коефіцієнтів надійності по ґрунту:

- у розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g = 1$;

- у розрахунках основ за несучою здатністю:

для питомого зчеплення $\gamma_{g(c)} = 1,5$;

для кута внутрішнього тертя:

пісків $\gamma_{g(\phi)} = 1,1$;

глинистих ґрунтів $\gamma_{g(\phi)} = 1,15$.

5 ОСНОВНІ ВКАЗІВКИ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

5.1 Вибір глибини закладання ростверка

За положенням підшви ростверка відносно поверхні ґрунту пальові фундаменти можуть бути з низькими та високими ростверками (рис. 5.1) [7, 9].

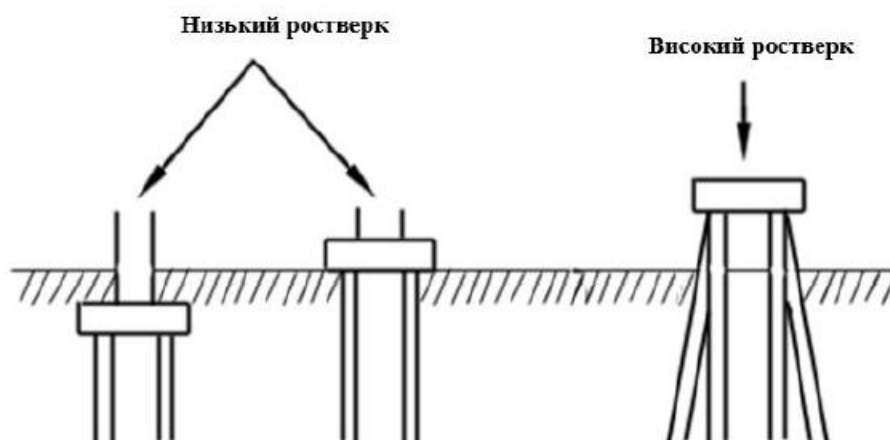


Рисунок 5.1 – Види пальових ростверків

При будівництві на акваторії найбільш поширеними є високі ростверки. При будівництві на місцевості, не покритої водою, переважно застосовують фундаменти з низькими ростверками.

Глибину закладання низького ростверка вибирають виходячи з конструктивних особливостей опори і величини навантаження, а також з врахуванням глибини сезонного промерзання.

При цьому ростверк може бути повністю розташований у слабкому шарі ґрунту.

У розрахунках фундаментів за розрахункову поверхню ґрунту допускається приймати: для фундаментів проміжних опор мостів - природну поверхню ґрунту, у разі зрізування ґрунту або можливості

розмиву - поверхню ґрунту відповідно після зрізування або місцевого розмиву дна водотоку при розрахунковому паводку (рис. 5.2); для фундаментів стоянів - природну поверхню ґрунту, а у разі слабкого верхнього шару (мули, текучі або текучопластичні глини, суглинки, супіски) - підшву цього шару.

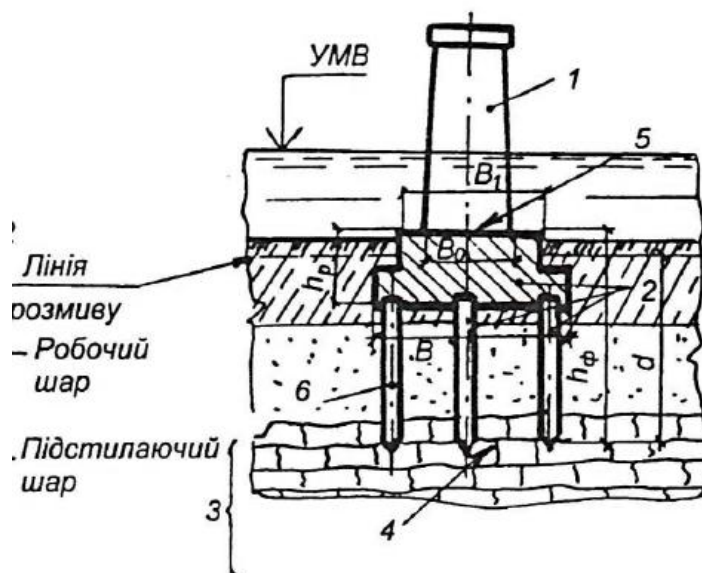


Рисунок 5.2 – Розрахункова поверхня ґрунту для фундаментів проміжних опор: 1 – надфундаментна частини опори моста; 2 – фундамент; 3 – основа; 4 – підшва умовного фундаменту; 5 – обріз фундаменту; 6 – палі; B – ширина підшви ростверка; B_0 – ширина опори моста; B_1 – ширина обрізу ростверка; h_ϕ – висота фундаменту; h_p – висота ростверку; d – глибина закладання фундаменту

Глибину закладення підшви плити ростверку пальових фундаментів призначають виходячи з таких умов [10]:

а) в нездимальних ґрунтах – на будь-якому рівні, за умови, що товща цих ґрунтів більше глибини промерзання; якщо ця умова не виконується, а також в здимальних ґрунтах підшва ростверку повинна бути нижче глибини промерзання не менше ніж на 0,25 м або вище денної поверхні ґрунту не менше ніж на 0,5 м;

б) у всіх видах ґрунтів верх ростверку в руслі річки повинен розташовуватися нижче рівня низького льодоставу не менше ніж на $t + 0,25$ м, де t – розрахункова товщина льоду в метрах.

Розмір обрізу фундаменту і його розташування по висоті слід призначати, виходячи з необхідності забезпечення вимог судноплавства, пропуску льоду і лісосплаву, а для міських мостів - також естетичних вимог при мінімально можливих витратах на розбирання та влаштування огорожень котлованів навколо ростверків.

Глибину закладання площини обрізу низьких ростверків рекомендується приймати рівною 0,5 м або 0,5 – 1,0 м від горизонту меженних вод.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту визначається за формулою [5, 12]:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (5.1)$$

де d_0 – величина, що дорівнює, м, для:

суглинків і глин $d_0 = 0,23$;

супісків і пісків пилюватих та дрібних $d_0 = 0,28$;

пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності $d_0 = 0,3$;

великоуламкових ґрунтів $d_0 = 0,34$.

Значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складу визначають як середньозважене в межах глибини промерзання;

M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі [12], а за відсутності даних для конкретного району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва.

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту d_f визначають за формулою

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (5.2)$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, для фундаментів неопалюваних будівель, а також при зведенні споруди в зимовий період з негативними температурами – $k = 1,1$.

Висота ростверку h_p визначається як різниця відміток глибини закладання площини обрізу і подошви ростверку.

Висота ростверка має забезпечувати зароблення голів паль і роботу тіла ростверка на продавлювання палями та конструкціями опори.

Палі мають бути закладені в ростверк (вище шару бетону, вкладеного підводним способом) на довжину, визначену розрахунком і прийняту не менше половини периметра призматичних паль, і 1,2 м – для паль діаметром 0,6 м і більше.

Допускається закладення паль у ростверк або у насадку за допомогою випусків стрижнів поздовжньої арматури довжиною, визначеною розрахунком, але не менше 30 діаметрів стрижнів при арматурі періодичного профілю і 40 діаметрів стрижнів при гладкій арматурі. При цьому палі повинні бути заведені в ростверк не менше ніж на 10 см.

Випуски арматури відгинають під кутом 45° і об'єднують з арматурою сіток, одна з яких укладається на відстані $0,15 \div 0,20$ м від подошви ростверку, а друга – на рівні кінців відігнутих стержнів. Сітки складаються з перехресно розміщених стержнів розподільної арматури $\varnothing 12 \div 20$ мм з кроком $0,1 \div 0,2$ м (рис. 5.3).

При відсутності постійних горизонтальних сил (як у проміжних мостових опор) мінімальна висота ростверку дорівнює 1 м. У першому наближенні її можна прийняти при товщині стовбура палі до $0,6 \text{ м} - 1,4 \div 2,0$ м, а при більших розмірах перерізу несучих елементів – $2,0 \div 3,0$ м.

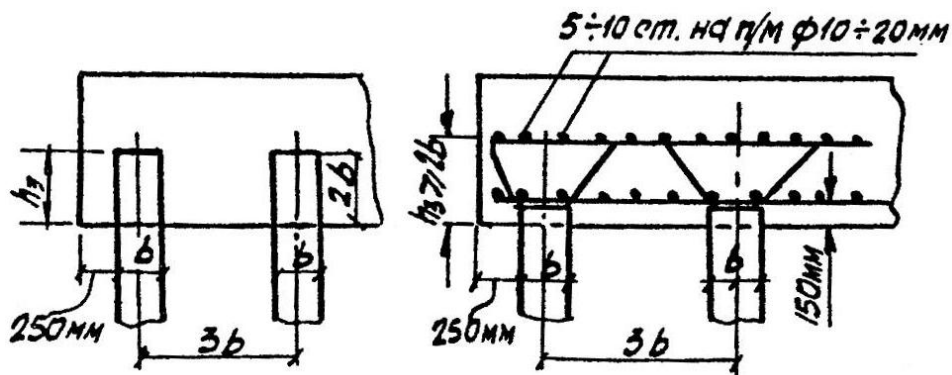


Рисунок 5.3 – Схеми закладання паль у ростверк

Глибину закладання ростверку приймають як найбільшу, яка одержана при аналізі всіх міркувань.

5.2 Вибір виду і довжини паль

Для мостів мінімальна глибина занурення паль нижче відміток покрівлі нескельного ґрунту (або відміток розмивів дна русла) повинна бути не менше 4 м.

Довжину паль приймають в залежності від інженерно-геологічних умов і величини навантаження, яке вони сприймають. Відповідно до [5, 10] заглиблення забивних паль у несучі великоуламкові ґрунти, гравіюваті, крупні та середньої крупності піски, пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,1$ повинно бути не менше 0,5 м, в інші нескельні ґрунти не менше 1 м. Нижній кінець бурової висячої палі повинен заходити у несучий шар ґрунту на глибину не менше ніж діаметр палі (або діаметр розширення для паль з розширенням), але не менше ніж на 2 м.

Як несучий шар може використовуватись глинистий ґрунт з показником текучості $I_L \leq 0,6$ (при наявності вибору бажано за несучий шар приймати ґрунт з $I_L \leq 0,4$), а також піщані ґрунти щільні і середньої щільності (слід віддавати перевагу піскам крупним і середньої крупності).

Якщо за ґрунтовими умовами можливе використання паль різної довжини, то при великих навантаженнях слід віддавати перевагу довгим палям (їх кількість у фундаменті буде меншою).

Довжина палі визначається як різниця між відміткою нижнього кінця і відміткою підшви ростверка з урахуванням заведення палі у ростверк. При цьому враховують каталог типових збірних залізобетонних паль. Основні види таких паль наведені у таблиці 5.1.

Розміри поперечного перерізу палі приймають в залежності від її довжини і діючого навантаження. В мостобудівництві поперечний переріз паль приймають зазвичай $0,35 \times 0,35$ м або $0,4 \times 0,4$ м (за серією 3.500.1-1).

При значних навантаженнях на опори моста, а також потужних товщах слабких ґрунтів використовують набивні та бурові палі різних видів, які не мають таких обмежень за габаритами, як збірні палі [9] (таблиця 5.2).

Таблиця 5.1 – Основні види збірних залізобетонних паль

| Марка палі | Розмір сторін поперечного перерізу b_n , мм | Довжина призматичної частини L , мм | Довжина вістря l_o , мм | Клас міцності бетону |
|-----------------------------------|---|---------------------------------------|---------------------------|----------------------|
| З ненапруженою арматурою | | | | |
| C3-30÷C12-30 | 300 | 3000-12000 | 250 | B-25 |
| C8-35÷C16-35 | 350 | 8000-16000 | 300 | B-30 |
| C13-40÷C16-35 | 400 | 13000-16000 | 350 | B-30 |
| З напруженою стержневою арматурою | | | | |
| CH9-30÷CH15-30 | 300 | 900-15000 | 250 | B-40 |
| CH10-95÷CH20-35 | 350 | 10000-20000 | 300 | B-40 |
| CH18-40÷CH20-40 | 400 | 13000-20000 | 350 | B-40 |
| З напруженою дротовою арматурою | | | | |
| CHпр3-30÷CHпр15-30 | 300 | 3000-15000 | 250 | B-40 |
| CHпр8-35÷CHпр20-35 | 350 | 8000-20000 | 300 | B-40 |
| CHпр13-40÷CHпр20-40 | 400 | 13000-20000 | 300 | B-40 |

5.3 Порядок розрахунку пальових фундаментів

Пальові фундаменти розраховуються за двома групами граничних станів:

- за першою групою (за несучою здатністю) розраховують: палі, пальовий ростверк, основи паль та пальових фундаментів в цілому. За стійкістю основи пальовий фундамент в цілому розраховують, якщо на нього передаються значні горизонтальні навантаження (в тому числі сейсмічні) або фундамент розташований на укосі.

- за другою групою (за деформаціями основи) розраховують: осідання пальового фундаменту від вертикальних навантажень; переміщення одиночних паль від дії горизонтальних та вертикальних навантажень; тріщиностійкість залізобетонних пальових фундаментів.

Пальові фундаменти за першою групою граничних станів розраховують на основне або аварійне сполучення розрахункових навантажень для I групи граничних станів відповідно до [5, 13], а за деформаціями основ - на основне сполучення розрахункових навантажень для II групи граничних станів.

Таблиця 5.2 – Основні технічні характеристики сучасних технологій влаштування набивних палей

| Опис технології | Допоміжне обладнання | Робочий орган для формування свердловини | Спосіб подавання бетону | Максимальний діаметр палі, мм | Максимальна довжина палі, м | Іноземна назва технології |
|---|--|--|----------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|--|
| З вийманням ґрунту | | | | | | |
| Прохідний шнек | Кран, вібратор, бетоновоз, бетононасос, екскаватор | Безперервний порожнистий шнек | Через порожнину шнека | 1400 | 33 | CFA, SOB |
| Улаштування палей під захистом обсадних труб з витягуванням ґрунту шнеками або спеціальним буровим інструментом, закріпленим на кінці телескопічної штанги (штанги Келлі) | Кран, бетоновоз, бетононасос, екскаватор | Обсадна труба з армованим нижнім торцем | ВПТ, бетонолітні труби | 2000 | 60 | Kelly drilling, Reverse circulation drilling |
| Подвійне обертання | Кран, бетоновоз, бетононасос, екскаватор | Обсадна труба зі шнеком всередині | Через порожнину шнека | 1000 | 26 | Double Rotary, CAP, DKS, FOW |
| Без виймання ґрунту | | | | | | |
| З загвинчуванням обсадної труби з башмаком, що втрачається | Кран, бетоновоз, баддя | Бурова труба | ВПТ або скидання у трубу | 700 | 32 | Fundex, Atlas, Omega |
| Вібраційне занурення бурової труби з башмаком, що втрачається | Кран, вібратор, бетоновоз, бетононасос | Бурова труба | ВПТ або скидання у трубу | 900 | 30 | RED BULL |
| Забивання обсадної труби з башмаком, що втрачається, і витягування її вібратором | Кран, молот, вібратор, бетоновоз, бетононасос | Бурова труба | ВПТ або скидання у трубу | 700 | 37 | Vibrex, Syper Vibrex |
| З розкочуванням навколопальового ґрунту (палі витіснення) | Кран, вібратор, бетоновоз, бетононасос | Бурова труба з еліпсідним шнеком-розкатником | Подавання під тиском через трубу | 800 | 30 | SDP, DDS, Displacement, VdW, Full displacement piling (FDP), Omega |

Несуча здатність палів розглядається за двома аспектами: за міцністю ґрунту, що оточує палю; за міцністю матеріала стовбура.

Рекомендується такий порядок розрахунку палих фундаментів [5, 9, 10].

1. Визначають глибину закладання підосви ростверка.
2. Вибирають несучий шар ґрунту під нижнім кінцем палі.
3. Вибирають тип палі, її довжину та розміри поперечного перерізу.
4. Розраховують несучу здатність палі по ґрунту і матеріалу стовбура та визначають розрахункове навантаження на неї. Опір палі від дії вертикального навантаження приймається як найменше значення з величин, що обчислюються з умов міцності матеріалу палі і ґрунту, що утримує палю.
5. Визначають потрібну кількість палей під стійку опори і розміщують їх у ростверку.
6. Конструюють ростверк.
7. Перевіряють фактичне навантаження на кожен палю з урахуванням ваги палі, ростверка, ґрунту на його уступах та згинальних моментів (якщо вони є).
8. Перевіряють несучу здатність по ґрунту фундаменту з палей як умовного фундаменту мілкового закладання.
9. Визначають осідання основи палих фундаментів.
10. За потребою виконують розрахунок стійкості основи палих фундаментів в цілому.
11. Здійснюють розрахунок за міцністю тіла ростверка і за потребою розрахунок за міцністю стволів палей.

У складі курсового проекту виконуються п.п. 1 – 9.

5.4 Визначення несучої здатності палі по ґрунту (за несучою здатністю основи)

Розрахункове навантаження на палю [10, 11] визначається з умови

$$N_{Ed} < \frac{F_d}{\gamma_k \gamma_r}, \quad (5.3)$$

F_d – несуча здатність палі по ґрунту, визначена розрахунком за фізико-механічними характеристиками ґрунтів або одним з польових методів (випробування статичним навантаженням, статичне зондування, динамічні випробування);

γ_k – коефіцієнт надійності, що залежить від різновиду палих фундаментів і способу визначення несучої здатності (табл. 5.3);

γ_r – коефіцієнт надійності за відповідальністю (табл. 5.4).

Таблиця 5.3 – Коефіцієнт надійності палі

| Різновид пального фундаменту | γ_k - коефіцієнт надійності | | | |
|--|------------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Для фундаментів при низькому ростверку на висячих палях або палях-стійках; при високому ростверку тільки на палях-стійках при стисканні. | 1.4 (1.25) | | | |
| Для фундаментів при високому ростверку на висячих палях при стисканні; для будь-яких фундаментів з палями, що сприймають висмикування. | Кількість паль в фундаменті | | | |
| | ≥ 21 | 11-20 | 6-10 | 1-5 |
| | 1.4(1.25) | 1.55(1.4) | 1.65(1.5) | 1.75(1.6) |
| Значення γ_k в дужках надані для випадків, коли несна здатність визначена на основі польових випробувань статичним або динамічним навантаженнями, або розрахунками за результатами статичного зондування. | | | | |

Таблиця 5.4 – Коефіцієнт надійності палі за відповідальністю

| Клас відповідальності за [14] | Характеристика мостів | Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_r |
|-------------------------------|---|--|
| СС3 | Мости, що мають велике соціальне та економічне значення: - суміщені під рейковий і автомобільний транспорт; - служать безальтернативним шляхом сполучення: - мости через водні шляхи 1-3 класів та мости завдовжки понад 300 м, а також такі, що входять до складу цих мостових переходів; - шляхопроводи та естакади завдовжки понад 600 м | 1,05 |
| СС2 | Залізничні та всі інші мости, що не віднесені до класів СС3 та СС1 | 1,0 |
| СС1 | Тимчасові мости | 0,95 |

5.4.1 Палі-стояки

До паль-стояків відносять палі всіх видів, що спираються на скельні ґрунти, а забивні палі крім того на малостисливі ґрунти. До малостисливих ґрунтів відносять великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем середньої щільності і щільним, а також глини твердої консистенції в водонасиченому стані з модулем деформації $E \geq 50$ МПа [5].

Несуча здатність палі-стояка по ґрунту

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (5.4)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який приймається $R = 20000$ кПа для забивних паль, що спираються на малостисливі або скельні ґрунти [5];

A – площа спирання палі на ґрунт (дорівнює площі поперечного перерізу для суцільної палі).

Для набивних паль, в тому числі бурових, і паль-оболонок, які заповнені бетоном і заглиблені в невивітрілий скельний ґрунт не менше ніж на 0,5 м, розрахунковий опір визначається за формулою

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (5.5)$$

де $R_{c,n}$ – нормативне значення границі міцності на одноосьове стиснення скельного ґрунту в водонасиченому стані, кПа;

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту, $\gamma_g = 1,4$;

l_d – розрахункова глибина заглиблення набивної палі в скельний ґрунт, м;

d_f – зовнішній діаметр заглибленої в скельний ґрунт частини набивної палі, м.

5.4.2 Висячі забивні палі і палі всіх видів, що занурюють без виймання ґрунту

Несуча здатність висячої збірної палі [5] складається з несучої здатності під нижнім кінцем і несучої здатності по боковій поверхні та визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (5.6)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті (приймається $\gamma_c = 1$);

γ_{cr} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем та по боковій поверхні палі [5, табл. Н.2.3];

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі [5, табл. Н.2.1], кПа;

A – площа спирання палі на ґрунт, м²;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, що визначається за формулою (5.7), для попередніх розрахунків допускається f_i приймати за табл. Н.2.2 [5], кПа;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що прорізається боковою поверхнею палі, м.

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{l,i} + c_{l,i}, \quad (5.7)$$

де $\sigma_{zg,i}$ – напруження від власної ваги ґрунту в середині i -го шару ґрунтової основи;

v_i – коефіцієнт Пуассона ґрунту в середині i -го шару ґрунтової основи.

При визначенні R необхідно звернути увагу на визначення глибини занурення нижнього кінця, а при визначенні f_i – товщина шару ґрунту, що оточує палю, h_i не повинна перевищувати 2,0 м.

5.4.3 Висячі набивні і бурові палі та палі-оболонки, що заповнюються бетоном

Несуча здатність F_d набивної палі з розширенням і без нього, а також палі-оболонки, заглиблюваної з вийманням ґрунту і заповнюваної бетоном, визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (5.8)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті ($\gamma_c = 1$, крім паль, що спираються на лесоподібні ґрунти, тоді $\gamma_c = 0,8$);

γ_{cR} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі (його значення залежить від способу улаштування розширення, для паль без розширення $\gamma_{cR} = 1$);

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

u – периметр поперечного перерізу ствола палі, м;

A – площа спирання палі, м², що приймається рівною: для набивних і бурових паль без розширення – площі поперечного перерізу палі; для набивних і бурових паль з розширенням – площі поперечного перерізу розширення; для паль-оболонки, що заповнюються бетоном, – площі поперечного перерізу оболонки бруто;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту на боковій поверхні палі, який залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування і визначається за табл. Н.3.1 [5];

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, що приймають за табл. Н.2.2 [5], кПа;

h_i – те ж, що у формулі (5.6).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R для набивних паль, які виготовляються без виймання ґрунту (в пробитій свердловині та віброштампованих паль), приймається за табл. Н.2.1 [5] як для забивних паль.

Для бурових паль та паль-оболонки, що занурюються з повним видаленням ґрунту з порожнини, заповнюваної потім бетоном, які занурюються в великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем та піщані ґрунти [5] для визначення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі використовують формулу

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma_1' \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h); \quad (5.9)$$

для паль-оболонки, які занурюються в великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем та піщані ґрунти із збереженням ґрунтового ядра на висоту 0,5 м і більше для визначення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі використовують формулу

$$R = \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma_1' \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h), \quad (5.10)$$

де $\alpha_1, \dots, \alpha_4$, – безрозмірні коефіцієнти, які приймаються за табл. Н.3.2 [5];

d – діаметр набивної палі або її розширення, м;

γ'_I – розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі, кН/м³ (для водонасичених ґрунтів з урахуванням виважувальної дії води);
 γ_I – усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, розташованих вище нижнього кінця палі (для водонасичених ґрунтів $\gamma_I = \gamma_{sb}$);

γ_{sb} – питома вага ґрунту з урахуванням виважувальної дії води, кН/м³;

h – глибина занурення, м, нижнього кінця палі або її розширення від природного рельєфу або від планувальної відмітки (при плануванні зрізанням).

Для бурових паль, які спираються на пілувато-глинисті ґрунти, розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі визначається за табл. Н.3.3 [5].

Для буроін'єкційних паль, виконаних за сучасними технологіями (табл. 5.2) коефіцієнт умов роботи ґрунту на боковій поверхні палі можна визначати за табл. 5.5.

Таблиця 5.5 – Визначення коефіцієнта γ_{cf} роботи ґрунту залежно від способу виготовлення буроін'єкційної палі

| Палі і способи їх влаштування | Коефіцієнт умов роботи палі γ_{cf} | | | |
|---|---|------------|-------------|----------|
| | у пісках | у супісках | у суглинках | у глинах |
| Гвинтонабивні | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 0,9 |
| Виконані скиданням бетону в сухі пробурені шнеком свердловини | 0,9 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| Виконані скиданням бетону в пробиті свердловини | 1,0 | 0,9 | 0,9 | 0,8 |
| Виконані при заповненні свердловини розчином без опресовування | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 0,9 |
| Виконані при заповненні свердловини розчином з опресовуванням тиском 0,2-0,5 МПа поетапно через обтюратор | 1,5 | 1,4 | 1,3 | 1,2 |
| Виготовлені у свердловинах під захистом обсадних труб або бентонітового розчину з одноразовим поетапним опресовуванням тиском 0,2-0,5 МПа | 1,4 | 1,3 | 1,2 | 1,1 |
| Виготовлені у свердловинах під захистом обсадних труб або бентонітового розчину при повторному поетапному опресовуванні тиском більше 0,5 МПа | 2,0 | 1,5 | 1,4 | 1,3 |

5.5 Визначення несучої здатності палі за міцністю матеріала стовбура

Рекомендовані для конструкцій пальових фундаментів класи бетону наведені у таблиці 5.6.

Таблиця 5.6 – Клас бетону на стиск і марки за морозостійкістю

| Елементи фундаментів та зони їх розташування | Клас бетону | Марка бетону за морозостійкістю |
|--|-------------|---------------------------------|
| У підземній або підводній зоні (в ґрунті або у воді) | | |
| Палі забивні | B25 | 200 |
| Палі- оболонки (оболонки) | B35 | 200 |
| Буроопускні палі-стовпи (стовпи), омонолічені у свердловинах | B27,5 | 200 |
| Палі бурові, що бетонуються у свердловинах | B25 | 200 |
| Заповнення порожнини оболонок і розширення | B20 | Не нормується |
| Заповнення свердловин у скельних ґрунтах | B25 | Те саме |
| Плита ростверків фундаментів (збірна або монолітна) | B25 | 200 |
| В зоні змінного рівня води | | |
| Палі | B35 | 300 ¹⁾ |
| Оболонки | B35 | 300 ¹⁾ |
| Стовпи | B35 | 300 ¹⁾ |
| Плита ростверків фундаментів (збірна або монолітна) | B30 | 300 ¹⁾ |
| Над землею або над водою | | |
| Палі | B30 | 300 |
| Оболонки | B35 | 300 |
| Стовпи | B30 | 300 |
| Плита ростверків фундаментів (збірна або монолітна) | B27,5 | 300 |

¹⁾ За класифікацією дорожнього бетону з випробуваннями у солях

Розрахунок за міцністю матеріалу палі повинен виконуватись відповідно до [5, 9, 10, 15]. При цьому палю розглядають як стержень, жорстко зацмлений у ґрунті в перерізі, розташованому від підшви ростверка на відстані l_1 , що визначається за формулою

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_c}, \quad (5.11)$$

де l_0 – довжина ділянки палі від підшви високого ростверка до рівня планування ґрунту, м;

α_c – коефіцієнт деформації, що визначається за [5, формула (Н.7.2)] в залежності від співвідношення жорсткості матеріалу палі і жорсткості ґрунту, 1/м.

Коефіцієнт деформації α_c при улаштуванні палі знаходимо за формулою

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}}, \quad (5.12)$$

де k – коефіцієнт пропорційності, кН/м⁴, визначається за таблицею Н.8.1 [5];

E – модуль пружності матеріалу палі, кПа;

I – момент інерції поперечного перерізу палі, м⁴;

b_p – умовна ширина палі, м, що приймають: для палі з діаметром стовбура 0,8 м і більше $b_p = d+1$, а для інших розмірів перерізів палі $b_p = 1,5d+0,5$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 3$ для випадку, коли основа розглядається як пружне лінійно-деформоване середовище, що характеризується коефіцієнтом жорсткості $C_z = k/\gamma_c$;

d – зовнішній діаметр круглого, сторона квадратного або сторона прямокутного перерізу палі у площині, перпендикулярній до дії навантаження, м.

Міцність палі по матеріалу стовбура обов'язково перевіряється, коли палі за умовами роботи з ґрунтом відносяться до стояків.

Несучу здатність палі за матеріалом стовбура визначають за вказівками норм з проектування залізобетонних конструкцій [15]. Несуча здатність палі за матеріалом стовбура в першому наближенні може бути визначена як для центрально стисненого стержня з урахуванням розрахункової довжини l_p і коефіцієнта поздовжнього згину φ [10, табл. 3.19].

Несучу здатність залізобетонної палі за матеріалом визначають за формулою

$$N_{Ed} = \gamma_c \varphi (R_b A \gamma_b + R_s A_s), \quad (5.13)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 0,6$ для набивних палей і $0,9$ – для збірних залізобетонних палей при розмірі поперечного перерізу $d \leq 200$ мм і $\gamma_c = 1$ при $d \geq 200$ мм);

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, що враховується лише при достатньо великій товщі шарів слабких ґрунтів, в решті випадків $\varphi = 1$;

γ_b - коефіцієнт умов роботи бетону;

$R_b (f_{cd})$ – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

$R_s (f_{yd})$ – розрахункове значення міцності арматури на границі текучості;

A – площа поперечного перерізу бетону;

A_s – площа поперечного перерізу всієї поздовжньої арматури.

Для бурових і набивних палей розрахунковий опір бетону приймається з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{cs} = 0,85$. Додатково вводяться коефіцієнти умов роботи, які залежать від способу утворення свердловини [5, п. 8.5.2.22] за таблицею 5.7.

Армування бурових палей фундаментів мостів необхідно виконувати по всій їх довжині.

Для поздовжньої арматури бурових палей, які бетонуються підводним способом у нескельних і скельних ґрунтах, слід використовувати стрижні періодичного профілю діаметром не менше 20 мм.

При армуванні бурових палей, які бетонуються підводним способом, потрібно виконувати такі вимоги:

- товщина захисного шару бетону повинна бути не менше 10 см;
- відстань між поздовжніми стрижнями і крок спіралі призначається від 15 см до 20 см;

Таблиця 5.7 – Коефіцієнт умов роботи бетону в залежності від способу виконання пальових робіт

| Спосіб виконання пальових робіт | Коефіцієнт γ_c |
|---|-----------------------|
| У глинистих ґрунтах, показник текучості яких дозволяє бурити свердловини та бетонувати їх насухо без кріплення стінок, при положенні рівня ґрунтових вод у період будівництва нижче нижнього кінця паль | 1,0 |
| У ґрунтах, буріння свердловин та бетонувати в яких здійснюють насухо із застосуванням вилучуваних обсадних труб | 0,9 |
| У ґрунтах, буріння свердловин та бетонувати в яких здійснюють за наявності в них води із застосуванням вилучуваних обсадних труб. | 0,8 |
| У ґрунтах, буріння свердловин та бетонувати в яких виконують під глинистим розчином або під надлишковим тиском (без обсадних труб) | 0,7 |

- з'єднання поздовжніх стрижнів зі спіраллю в місцях взаємного перетину треба виконувати контактним зварюванням або в'язанням дротом (дугове зварювання не допускається).

Слід передбачати конструктивні заходи з забезпечення вимоги до товщини захисного шару бетону.

5.6 Визначення потрібної кількості паль під стійку опори і конструювання ростверку

Кількість паль в куці, який сприймає вертикальне навантаження, визначається згідно з умовою

$$n \geq (1,1 \dots 1,2) N_m / N_{Ed} = N_d / N_{Ed}, \quad (5.14)$$

де N_m – розрахункове для I групи граничних станів (граничне) навантаження на палевий фундамент на рівні обрізу ростверка;

N_d – розрахункове для I групи граничних станів (граничне) навантаження на палевий фундамент з урахуванням його власної ваги;

N_{Ed} – розрахункове навантаження на палю за формулою (5.3).

Коефіцієнт 1,1...1,2 враховує власну вагу палевого фундаменту.

Кількість паль у куці заокруглюється до більшого цілого числа незалежно від величини дробової частини.

Кількість паль у стрічковому фундаменті визначається на 1 п. м і може бути дробовим числом.

Розрахункове навантаження на крайню палю при дії згинальних моментів визначається за формулою

$$N = \frac{N_m + G_p + G_{паль}}{n} \pm \frac{M_{x,m} \cdot y}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{M_{y,m} \cdot x}{\sum_1^n x_i^2} \quad (5.15)$$

де G_p – вага ростверка з ґрунтом на його уступах;

$G_{паль}$ – вага паль;

$M_{x,m}$, $M_{y,m}$ – розрахункові моменти відносно головних центральних осей відповідно x та y (див. рис. 5.4);

x , y – відстань від головних осей фундаменту до осі палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження;

x_i , y_i – відстань від головних осей до осі кожної палі.

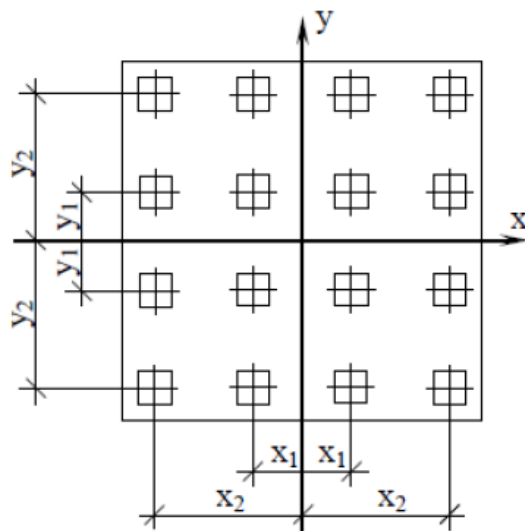


Рисунок 5.4 – Розрахункова схема групи паль

Розрахункове навантаження на крайню палю не повинно перевищувати того, що може витримати паля

$$N \leq N_{Ed} . \quad (5.16)$$

Не слід допускати недовикористання несучої здатності паль більше ніж 15 %, перевантаження паль від постійних і тривалих навантажень - більше ніж на 5 %, від короточасних навантажень - більше ніж на 20 %.

Умову (5.16) можна задовільнити, збільшуючи довжину палі, відстань між палями, а також кількість паль.

Розміри ростверку пального фундаменту в плані призначають виходячи з відстані між осями паль. Відстань між осями висячих забивних і вдавлених паль має бути не менше $3d$ (де d – діаметр круглого або сторона квадратного, або велика сторона прямокутного поперечного перерізу стовпа палі), а паль-стояків – не менше ніж $1,5d$.

Відстань від краю ростверку до поверхні найближчої палі (звисяння ростверку) повинна бути не менше 25 см, а до палі-оболонки або бурової палі діаметром 1,0 м або більше – не менше 10 см. При проектуванні паль в один ряд у фундаменті опори звисяння ростверку повинно бути не менше ніж 25 см незалежно від діаметра паль.

Відстань у просвіті між стовпами бурових, набивних паль і паль-оболонки, а також між свердловинами паль-стовпів повинна бути не менше 1,0 м, а відстань між бурюїн'єкційними палями в осях – не менше трьох їх

діаметрів; відстань у просвіті між розширеннями при влаштуванні їх в твердих і напівтвердих глинистих ґрунтах – 0,5 м, в інших дисперсних ґрунтах – 1,0 м.

Відстань між похилими або між похилими і вертикальними палями на рівні підосви ростверку приймають з конструктивних особливостей фундаментів і забезпечення їх надійності заглиблення в ґрунт, армування і бетонування ростверку.

5.7 Перевірка несучої здатності по ґрунту фундаменту з паль як умовного фундаменту мілкового закладання

Несучу здатність основ по ґрунту пальового фундаменту в рівні низу паль потрібно перевіряти як для умовного суцільного (масивного) фундаменту мілкового закладання відповідно до вимог [10].

Зазначена перевірка не потрібна для:

- однорядних фундаментів у будь-яких ґрунтових умовах;
- багаторядних пальових фундаментів, палі яких працюють як стійки (при їхньому обпиранні на скельні ґрунти, великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем, глинисті ґрунти твердої консистенції).

Умовний фундамент слід приймати у формі прямокутного паралелепіпеда. Його розміри для пальового фундаменту з заглибленим у ґрунт ростверком необхідно визначати за рис. 5.5 і 5.6, з розташованим над ґрунтом ростверком – згідно з рис. 5.7 і 5.8.

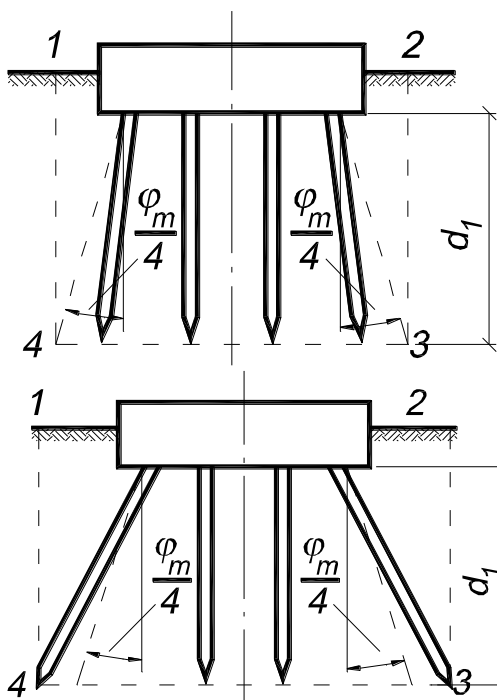


Рисунок 5.5 – Умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим в ґрунт при куті нахилу паль менше, ніж $\varphi_m / 4$

Рисунок 5.6 – Умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим в ґрунт при куті нахилу паль, більше ніж $\varphi_m / 4$

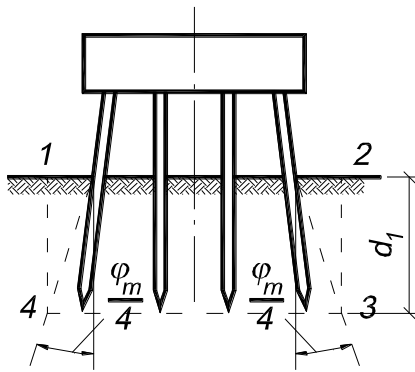


Рисунок 5.7 – Умовний пальовий фундамент з ростверком, розташованим над ґрунтом при куті нахилу, палі менше ніж $\varphi_m / 4$

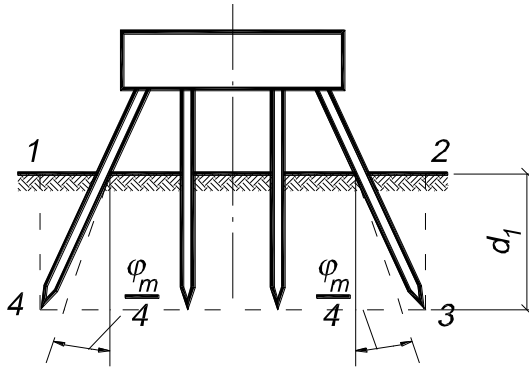


Рисунок 5.8 – Умовний пальовий фундамент з ростверком, розташованим над ґрунтом при куті нахилу палі більше, ніж $\varphi_m / 4$

Наведене на рис. 5.5 - 5.8 середнє значення розрахункових кутів тертя ґрунтів φ_m , прорізаних палями, слід визначати за формулою

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d_1} \quad (5.17)$$

де φ_i – розрахунковий кут внутрішнього тертя i -го шару або ґрунту, розташованого в межах глибини занурення палі у ґрунт;

h_i – товщина цього шару, м;

d_1 – глибина занурення палі у ґрунт від його розрахункової поверхні (за рис. 5.5 - 5.8), м.

Несуча здатність основи під подошвою умовного фундаменту мілкого закладення при роздільному розрахунку опор на тимчасові навантаження, які діють вздовж або поперек мосту, має задовольняти вимоги:

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n} \text{ та } p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n} \quad (5.18),$$

де p , p_{\max} – відповідно середній і максимальний тиски подошви фундаменту на основу, кПа;

R – розрахунковий опір основи з нескільних або скельних ґрунтів осьовому стиску, кПа;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, прийнятий таким, що дорівнює 1,4;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, прийнятий таким, що дорівнює: 1,0 – при визначенні несучої здатності нескільних основ у випадках дії тимчасових навантажень № 7-9 (табл. 5.8); 1,2 – при визначенні несучої здатності скельних основ у всіх випадках і нескільних основ у випадках дії (крім

тимчасових навантажень № 7-9) одного або декількох тимчасових навантажень № 10-15.

Таблиця 5.8 – Навантаження і впливи на мостові споруди [10]

| Номер навантаження (впливу) | Навантаження і впливи | Номер навантаження (впливу), що не враховується в сполученні з даним навантаженням (впливом) |
|-----------------------------|--|--|
| | А. Постійні | |
| 1 | Власна вага конструкцій | — |
| 2 | Вплив попереднього напруження (у тому числі регулювання зусиль) | — |
| 3 | Тиск ґрунту насипу | — |
| 4 | Гідростатичний тиск | — |
| 5 | Вплив усадки і повзучості бетону | — |
| 6 | Вплив осідання ґрунту | — |
| | Б. Тимчасові | |
| | Від рухомого складу і пішоходів | |
| 7 | Вертикальні навантаження | 16 |
| 8 | Тиск ґрунту від рухомого складу | 16 |
| 9 | Горизонтальне поперечне навантаження від відцентрової сили | 10, 16 |
| 10 | Горизонтальні поперечні удари рухомого складу | 9, 11, 12, 16, 17 |
| 11 | Горизонтальне поздовжнє навантаження від гальмування або сили тяги | 10, 13, 14, 16 |
| | Інші | |
| 12 | Вітрове навантаження | 10, 14, 17 |
| 13 | Льодове навантаження | 11, 14, 17 |
| 14 | Навантаження від навалу суден | 11 – 13, 15 – 17 |
| 15 | Температурні кліматичні впливи | 14, 17 |
| 16 | Будівельні навантаження | 7 – 11, 14, 17 |
| 17 | Сейсмічні і випадкові | 10, 12 – 16 |

Примітка 1. У необхідних випадках у розрахунках слід враховувати тертя й опір зсуву в опорних частинах та інші впливи.

Примітка 2. Розрахунки на витривалість виконують на сполучення, до яких крім постійних навантажень і впливів входять тимчасові навантаження №7 – 9, при цьому вертикальне навантаження від пішоходів на тротуарах з вертикальним навантаженням від рухомого складу спільно враховувати не слід.

Примітка 3. Розрахунки за граничними станами II групи слід робити тільки на сполучення навантажень і впливів №1 – 9, 15, 16. При цьому в розрахунках залізобетонних конструкцій за тріщиностійкістю також слід враховувати навантаження №11, а при розрахунку горизонтальних переміщень верха опор – навантаження №10, 12 і 13.

При цьому середній p , кПа(тс/м²), і максимальний p_{max} , кПа(тс/м²), тиск на ґрунт у перерізі 3 – 4 по підшві умовного фундаменту (див. рис. 5.5 – 5.8), що підлягають перевірці, слід визначати за формулами:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}, \quad (5.19)$$

$$p_{max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c(3M_c + 2F_h d_1)}{b_c \left(\frac{k}{c_b} d_1^4 + 3a_c^3 \right)}, \quad (5.20)$$

де N_c – нормальна складова тиску умовного фундаменту на ґрунт основи, кН, обчислювана з урахуванням ваги ґрунтового масиву 1-2-3-4 (рис. 5.5 – 5.8) разом з ростверком в ньому і палями;

F_h, M_c – відповідно горизонтальна складова зовнішнього навантаження, кН, і її момент відносно головної осі горизонтального перерізу умовного фундаменту в рівні розрахункової поверхні ґрунту (за рис. 5.5 – 5.8), кНм;

d_l – глибина закладення умовного фундаменту відносно розрахункової поверхні ґрунту, м (див. рис. 5.5 – 5.8);

a_c, b_c – розміри в плані умовного фундаменту в напрямку, рівнобіжному площині дії навантаження і перпендикулярному їй, м;

k – коефіцієнт пропорційності, що визначає наростання з глибиною коефіцієнта постелі ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту, приймається відповідно до таблиці 5.9;

c_b – коефіцієнт постелі ґрунту в рівні підшови умовного фундаменту, кН/м³, обумовлений формулами:

при $d_l \leq 10$ м $c_b = 10k$, кН/м³ (тс/м³);

при $d_l > 10$ м $c_b = kd_l$.

Таблиця 5.9 – Коефіцієнт пропорційності k [10]

| Ґрунти | Коефіцієнт k , кН/м ⁴ |
|--|---------------------------------------|
| Текучопластичні глини і суглинки ($0,75 < I_L \leq 1$) | 490-1960 |
| М'якопластичні глини і суглинки ($0,5 < I_L \leq 0,75$); пластичні супіски ($0 \leq I_L \leq 1$); пілуваті піски ($0,6 \leq e \leq 0,8$) | 1961-3920 |
| Тугопластичні і напівтверді глини і суглинки ($0 \leq I_L \leq 0,5$); тверді супіски ($I_L < 0$); піски дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$) і середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$) | 3921-5880 |
| Тверді глини і суглинки ($I_L < 0$); піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$) | 5881-9800 |
| Піски гравелисті ($0,55 \leq e \leq 0,7$) і галька з піщаним заповнювачем | 9801-19600 |

Виважувальну дію води на ґрунти і частини споруд, розташованих нижче рівня поверхневих або підземних вод, необхідно враховувати в розрахунках за несучою здатністю основ і за стійкістю положення фундаментів, якщо фундаменти закладено в пісках, супісках і мулах. При закладенні фундаментів у суглинках, глинах та скельних ґрунтах дію води, що виважує, потрібно враховувати у випадках, якщо вона створює більш несприятливі розрахункові умови. Рівень води приймається найневигоднішим: найнижчим або найвищим.

Розрахунковий опір основи з нескельного ґрунту осьовому стиску R , кПа, під підшовою умовного фундаменту мілкового закладання слід визначати за формулою

$$R = 1,7 \{R_0 [1+k_1(b-2)] + k_2 \gamma(d-3)\}, \quad (5.21)$$

де R_0 – умовний опір ґрунту, кПа, приймається відповідно до табл. 5.10 – 5.12;

b – ширина (менша сторона або діаметр) подошви фундаменту, м; при ширині більше, ніж 6 м приймається $b = 6$ м;

d – глибина заглиблення фундаменту від поверхні ґрунту, м;

γ – усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище від подошви фундаменту, обчислене без врахування виважувальної дії води; припускається приймати

$$\gamma = 19,62 \text{ кН/м}^3 \text{ (2 тс/м}^3\text{)};$$

k_1, k_2 – коефіцієнти, які приймаються відповідно до табл. 5.13.

Таблиця 5.10 - Умовний опір R_0 пілувато-глинистих (просадних) ґрунтів основи

| Ґрунт | Коефіцієнт пористості e | Умовний опір R_0 пілувато-глинистих (просадних) ґрунтів основи, кПа (тс/м ²), залежно від показника текучості I_L | | | | | | |
|---------------------------------------|---------------------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| Супісок при $I_p \leq 5$ | 0,5 | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - |
| | 0,7 | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - | - |
| Суглинок при $10 \leq I_p \leq 15$ | 0,5 | 392(40) | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) |
| | 0,7 | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - |
| | 1,0 | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - | - |
| Глина при $I_p \geq 20$ | 0,5 | 588(60) | 441(45) | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) |
| | 0,6 | 490(50) | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) |
| | 0,8 | 392(40) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - |
| | 1,1 | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - | - |

Примітка 1. Для проміжних значень I_L та e величина R_0 вираховується інтерполяцією.
Примітка 2. При величині пластичності I_p в межах 5 – 10 та 15 – 20 слід приймати значення R_0 , наведене в табл. 5.10 для супіску, суглинку та глини.

Таблиця 5.11 – Умовний опір R_0 піщаних ґрунтів основи

| Піщані ґрунти і їхня вологість | Умовний опір R_0 піщаних ґрунтів середньої щільності в основах, кПа(тс/м ²) |
|--|---|
| Гравійні і крупні піщані, незалежно від їхньої вологості | 343(35) |
| Середньої крупності: | |
| маловологі | 294(30) |
| вологі і насичені водою | 245(25) |
| Дрібні: | |
| маловологі | 196(20) |
| вологі і насичені водою | 147(15) |
| Пилуваті: | |
| маловологі | 196(20) |
| вологі | 147(15) |
| насичені водою | 98(10) |

Примітка. Для щільних пісків наведені значення R_0 необхідно збільшувати на 100%, якщо їхню щільність визначено статичним зондуванням, і на 60%, якщо їхню щільність визначено за результатами лабораторних випробувань ґрунтів.

Таблиця 5.12 – Умовний опір R_0 великоуламкових ґрунтів основи

| Ґрунт | Умовний опір R_0 великоуламкових ґрунтів в основах, кПа(тс/м ²) |
|---|---|
| Гальковий (щебневий) з уламків порід: кристалічних осадових | 1470(150) 980(100) |
| Гравійний (жорствяний) з уламків порід кристалічних осадових | 785(80) 490(50) |
| Примітка. Наведені в табл. 5.12 умовні опори R_0 подано для великоуламкових ґрунтів з піщаним заповнювачем. Якщо у великоуламковому ґрунті міститься понад 40 % глинистого заповнювача, то значення R_0 для такого ґрунту мають прийматися відповідно до табл. 5.10 в залежності від I_p , I_L та e заповнювача | |

Таблиця 5.13 – Коефіцієнти k_1 , k_2

| Ґрунт | Коефіцієнти | |
|---|-------------------------|-------|
| | k_1 , м ⁻¹ | k_2 |
| Гравій, галька, пісок гравійний крупний і середньої крупності | 0,10 | 3,0 |
| Пісок дрібний | 0,08 | 2,5 |
| Пісок пилюватий, супісок | 0,06 | 2,0 |
| Суглинок і глина тверді і напівтверді | 0,04 | 2,0 |
| Суглинок і глина тугопластичні і м'якопластичні | 0,02 | 1,5 |

Величину умовного опору R_0 для твердого супіску, суглинку і глини ($I_L < 0$) слід визначати за формулою

$$R_0 = 1,5R_{nc} \quad (5.22)$$

і приймати, кПа (тс/м²): для супіску – не більше ніж 981 (100); для суглинку – 1962 (200); для глини – 2943 (300), де R_{nc} – границя міцності при одноосьовому стиску зразків глинистого ґрунту природної вологості.

При визначенні розрахункового опору основ з нескільких ґрунтів згідно з формулою (5.21) заглиблення (d) умовного фундаменту мілкового закладання необхідно приймати:

а) для проміжних опор мостів – від поверхні ґрунту біля опори на рівні зрізання в межах контуру фундаменту, а в руслі ріки – від дна водостоку біля опори після заглиблення його рівня на величину загального і половини місцевого розмиву ґрунту при розрахунковій витраті води (див. 1.9.2; 1.9.3);

б) для обсіпних стоянів – від природної поверхні ґрунту із збільшенням на величину, що дорівнює половині висоти конуса насипу біля передньої грані фундаменту по осі моста.

5.8 Розрахунок пальових фундаментів за деформаціями основ

Розрахунок паль і пальових фундаментів за деформаціями виконують згідно з 8.5.2.29 ДБН В.2.1-10 [5] за формулою:

$$s \leq s_u \quad (5.23)$$

де s – загальна деформація палі, пальового фундаменту і споруди (осідання, горизонтальні переміщення, кут повороту голів паль, відносна різниця осідань паль, пальових фундаментів);

s_u – граничне значення сумісної деформації основи палі, пальового фундаменту і споруди (визначається за розрахунком сумісної роботи з конструкціями споруди).

В першому наближенні граничне значення рівномірного осідання опори мосту може бути прийнято за формулою (5.24), а різниці рівномірних осідань суміжних опор за формулою (5.25).

$$s_u = 1,5 \cdot 10^{-2} \sqrt{L}, \quad (5.24)$$

$$\Delta s_u = 7,5 \cdot 10^{-3} \sqrt{L}, \quad (5.25)$$

де L – довжина меншого примикаючого прогону мосту.

Осідання фундаменту з паль слід визначати, розглядаючи такий фундамент як умовний суцільний у формі прямокутного паралелепіпеда розмірами, прийнятими за рис. 5.9 (в межах А-В-Г-Б).

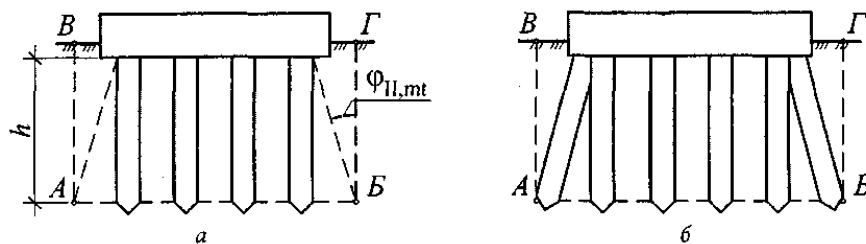


Рисунок 5.9 – Визначення границь умовного фундаменту при розрахунку осідань пальових фундаментів

Усереднене розрахункове значення кута внутрішнього тертя $\varphi_{II,mt}$ ґрунту у межах глибини занурення паль у ґрунтову основу визначається за формулою (5.26) з використанням розрахункових значень кута внутрішнього тертя для другої групи граничних станів.

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\varphi_{II,1} \cdot h_1 + \varphi_{II,2} \cdot h_2 + \dots + \varphi_{II,n} \cdot h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (5.26)$$

де $\varphi_{II,i}$ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя i -го шару ґрунту, який прилягає до бокової поверхні палі;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

$\sum h_i$ – сумарна товщина шарів ґрунту у межах глибини занурення паль.

У розрахунковій схемі (рис. 5.10) приймається, що навантаження на ґрунт передається по підшві умовного фундаменту і сприймається шаром ґрунту, розташованим нижче площини нижніх кінців паль. Розглядаються постійні навантаження.

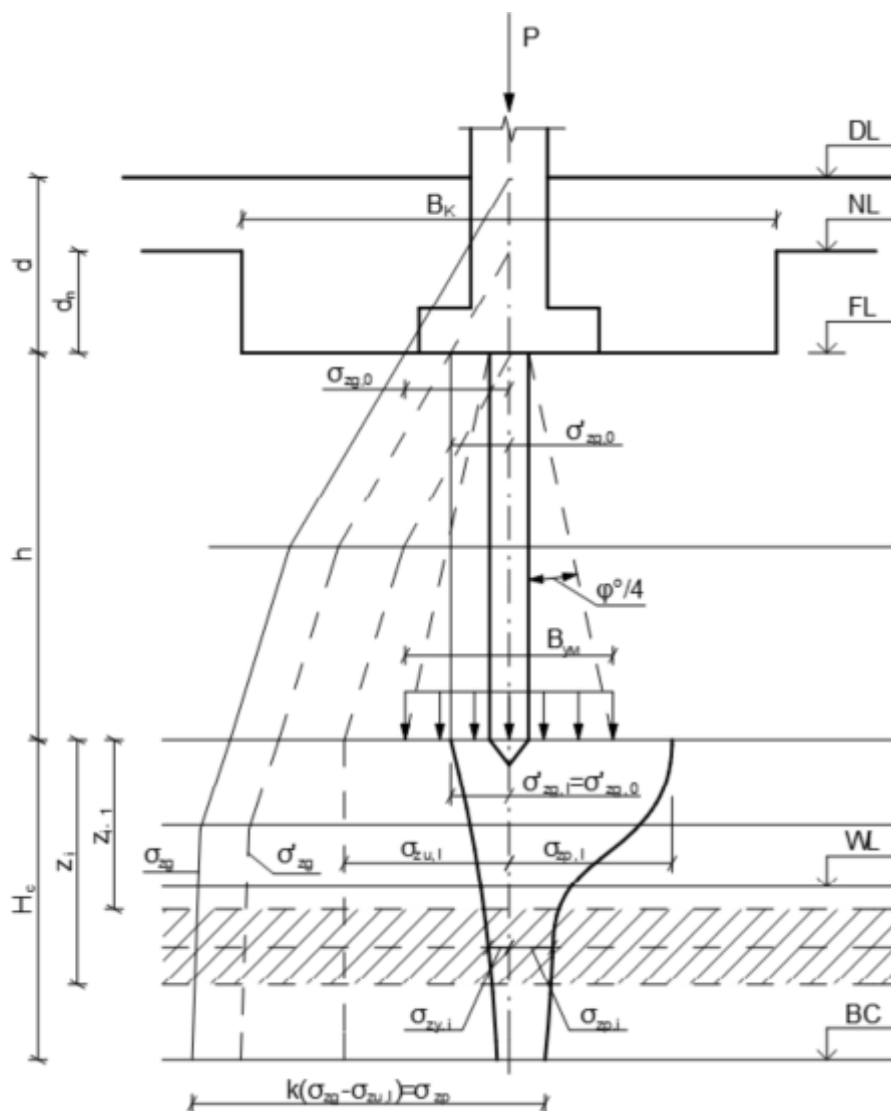


Рисунок 5.10 – Схема розрахунку пального фундаменту за деформаціями основ

Розміри підшви умовного фундаменту

$$\left. \begin{aligned} l_y &= l_1 + 2h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt} / 4); \\ b_y &= b_1 + 2h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt} / 4); \\ A_y &= l_y \cdot b_y, \end{aligned} \right\} \quad (5.27)$$

де l_y , b_y – розміри підшви умовного фундаменту;

l_1 , b_1 – відстань між зовнішніми гранями паль у напрямку довжини та ширини фундаменту в залежності від кількості рядів паль n_l (n_b) у відповідному напрямку і відстані між рядами паль d_{sl}

$$l_1 = d_{sl}(n_l - 1) + d; \quad (5.28)$$

$$b_1 = d_{sb}(n_b - 1) + d; \quad (5.29)$$

A_y – площа подошви умовного фундаменту.

Перед розрахунком осідання слід перевірити умову неперевищення тиском під подошвою умовного фундаменту розрахункового опору ґрунту його основи, визначеного для розрахунків за другою групою граничних станів.

Розрахункове для другої групи граничних станів (експлуатаційне) навантаження для перевірки тиску під подошвою умовного фундаменту визначається за формулою

$$N_{\Sigma} = N_e + N_{ep} + N_p + N_n, \quad (5.30)$$

де N_e – розрахункове експлуатаційне навантаження на рівні обрізу фундаменту;

N_{ep} , N_p , N_n – вага відповідно ґрунту, ростверка, паль, які знаходяться в межах умовного фундаменту.

Перевірку тиску на ґрунт, який знаходиться нижче нижніх кінців паль (під подошвою умовного фундаменту), виконують виходячи з умови:

$$p < R, \quad (5.31)$$

де p – середній тиск по подошві умовного фундаменту

$$p = N_{\Sigma} / A_y; \quad (5.32)$$

R – розрахунковий опір ґрунту основи на рівні подошви умовного фундаменту (визначають для другої групи граничних станів згідно з [5, п. Е.4] при глибині закладання фундаменту

$$d_y = d_p + h, \quad (5.33)$$

d_p – глибина закладання подошви ростверку).

Розрахункове експлуатаційне навантаження для визначення осідання пального фундаменту визначається без урахування власної ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту за формулою

$$N_{\Sigma} = N_e + N_p + N_n, \quad (5.34)$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту для другої групи граничних станів обчислюють за формулою [5, п. Е.4]

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_y \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot C_{II}), \quad (5.35)$$

де γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, які залежать відповідно від виду ґрунту під подошвою фундаменту та жорсткості споруди і визначаються за [5, табл. Е.7];

k – коефіцієнт надійності, який приймається рівним 1, якщо характеристики ґрунту під подошвою фундаменту визначені безпосереднім випробуванням, та 1.1, якщо характеристики ґрунту визначені за таблицями норм;

M_γ, M_q, M_c – безрозмірні коефіцієнти, які визначаються [5, табл. Е.8] в залежності від значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_{II} під подошвою умовного фундаменту, усередненого на глибину $b_y/2$;

K_z – коефіцієнт, який приймається при $b_y < 10$ м $K_z = 1$, при $b_y \geq 10$ м $K_z = Z_0/b_y + 0.2$ (тут $Z_0 = 8$ м), м;

γ_{II} – усереднене на глибину $b_y/2$ розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче подошви фундаментів, кН/м^3 , при наявності підземних вод визначається з урахуванням виважувальної дії води

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (5.36)$$

де γ_w – питома вага води (10 кН/м^3);

γ_{II}' – теж саме, які залягають вище подошви, кН/м^3 ;

C_{II} – усереднене на глибину $b_y/2$ розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою умовного фундаменту, кПа .

Усереднення характеристик ґрунту при багат шаровій основі, яка складається із шарів товщиною h_1, h_2, \dots , здійснюється за формулою

$$\gamma_{сep} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}. \quad (5.37)$$

Осідання умовного фундаменту розраховується згідно з [5] за методом пошарового підсумовування. Осідання розраховують цим методом в такій послідовності.

1. Товщу ґрунтового масиву, починаючи від подошви умовного фундаменту, розбивають на елементарні шари товщиною не більше $0,2b_y$. При цьому межа між шарами з різними модулями деформації повинна бути і межею між шарами методу.

2. Визначають середній тиск під подошвою фундаменту p за формулою (5.32) без урахування власної ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту та вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви ростверку $\sigma_{zg,0}'$ до початку будівництва

$$\sigma_{zg,0}' = \gamma' d_{p,n}, \quad (5.38)$$

де γ' – осереднене значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище подошви ростверку;

$d_{p,n}$ – глибина закладання подошви ростверка від рівня природного рельєфу.

3. Будують епюру вертикальних напружень за глибиною $\sigma_{zp,i}$, яка має вигляд, показаний на рис. 5.10. Ординати епюри визначаються по межах елементарних шарів ґрунту, на які розбита стислива товща, за формулою

$$\sigma_{z,pi} = \alpha p, \quad (5.39)$$

де α – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [5] у залежності від коефіцієнтів $\xi = 2Z_i/b_y$; $\eta = l_y/b_y$;

Z_i – глибина розташування точки, в якій визначається $\sigma_{zp,i}$, від подошви умовного фундаменту.

4. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по глибині основи $\sigma_{zg,i}$ після зведення будівлі (див. рис. 5.10). Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині Z від підшови умовного фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zgi} = \gamma_{II}'(d_p + h) + \sum_{j=1}^m \gamma_{IIj} h_j, \quad (5.40)$$

де γ_i та h_i – відповідно питома вага та товщина шарів ґрунту, які лежать у межах глибини Z (у межах цієї глибини кількість шарів дорівнює m).

Питома вага ґрунтів, розташованих нижче рівня підземних вод, але вище водоупору, повинна прийматись з урахуванням виважувальної дії води (за винятком глин). При визначенні σ_{zg} у водоупорному шарі належить врахувати тиск стовпа води, розташованого вище даної глибини.

5. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підшови ростверку, $\sigma_{zy,i}$ по глибині основи (див. рис. 5.10). Вертикальне напруження $\sigma_{zy,i}$ на межі шару, розташованого на глибині Z від підшови фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zy,i} = \alpha_k \sigma_{zg,0}', \quad (5.41)$$

де α_k – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [5] у залежності від коефіцієнтів $\xi = 2Z_i/b_k$; $\eta = l_k/b_k$;

l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану.

6. Визначають положення межі стислової товщі основи. Вона приймається на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова

$$\sigma_{zp,i} \leq k (\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \quad (5.42)$$

де а) $k = 0,2$ при $b_y \leq 5$ м;

б) $k = 0,5$ при $b_y > 20$ м;

в) при $5 < b_y \leq 20$ м k визначають інтерполяцією;

σ_{zg} – напруження від власної ваги ґрунту по глибині основи після зведення будівлі (з урахуванням планування);

$\sigma_{zu,l}$ – напруження від власної ваги ґрунту в межах від підшови ростверку до нижніх кінців паль.

Побудова епюр σ_{zp} , σ_{zg} та σ_{zy} обмежується глибиною стислової товщі.

Якщо в межах глибини H_c , знайденої за вказаними вище умовами, залягає шар ґрунту з модулем деформації $E > 100$ МПа, стисливу товщу допускається приймати до покрівлі цього ґрунту.

Якщо знайдена за умови (5.42) межа стислової товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа, нижня межа цієї товщі визначається згідно з умовою $\sigma_{zp} \leq 0,1 (\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l})$.

6. Визначають осідання кожного із шарів, на які розбита товща ґрунтового масиву в межах глибини H_c . Осідання i -того шару

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i.cер.} - \sigma_{zy,i.cер.})h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{zy,i.cер.}h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.43)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, який дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,icер.}$ – середнє значення вертикального напруження від зовнішнього навантаження в i -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній Z_{i-1} та нижній Z_i межах шару

$$\sigma_{zp,icер.} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2}; \quad (5.44)$$

h_i – товщина i -того шару ґрунту;

E_i – модуль деформації цього шару за гілкою первинного навантаження;

$\sigma_{z\gamma,icер.}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній Z_{i-1} та нижній Z_i межах шару

$$\sigma_{z\gamma,icер.} = \frac{\sigma_{z\gamma,i-1} + \sigma_{z\gamma,i}}{2}; \quad (5.45)$$

$E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності).

E_i та $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі. При відсутності даних випробувань модуль деформації $E_{e,i}$ для споруд рівнів відповідальності СС1 та СС2 допускається приймати $E_{e,i} = 5 E_i$.

При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше 5 м, допускається у формулі (5.43) не враховувати другу складову.

7. Визначають повне осідання основи додаванням осідань окремих шарів

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (5.46)$$

де n – кількість шарів, на які розбита стислива товща основи (в межах H_c).

8. Одержане значення розрахункового осідання основи порівнюють з гранично допустимим значенням осідання S_u .

Якщо гранична нерівність $S \leq S_u$ виконується, то розрахунок можемо вважати закінченим, у іншому випадку необхідно збільшити розміри подошви фундаменту (шляхом збільшення відстані між палями) та повторити розрахунок осідання.

9. Якщо середній тиск під подошвою фундаменту $p \leq \sigma_{zg,0}'$, осідання фундаменту визначають за формулою

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.47)$$

де параметри ті ж, що у формулі (5.43).

Осідання стрічкового пальового фундаменту визначають як осідання умовного стрічкового фундаменту шириною b_y від тиску на рівні нижнього кінця паль за методикою, наведеною в даному пункті.

6 РОЗРАХУНОК ПІДПІРНОЇ СТІНКИ КУТНИКОВОГО ТИПУ

Підпірні стіни розраховуються за двома групами граничних станів: за першою групою виконуються розрахунки на стійкість стіни проти зрушення (зсуву), на міцність основи (несучу здатність ґрунту під стіною), на міцність елементів стіни; за другою групою виконуються розрахунки основи за деформаціями і конструктивних елементів стіни за тріщиностійкістю [17].

У складі даного курсового проєкту передбачається для підпірної стінки кутникового типу заданих розмірів виконати розрахунок:

- стійкості положення стіни проти зсуву (зрушення);
- міцності основи;
- розрахунок основи за деформаціями.

Підпірні стіни слід розраховувати на навантаження від тиску ґрунту засипки з урахуванням тимчасових навантажень, розташованих на призмі обвалення, включаючи навантаження від рухомого складу автомобільного транспорту.

Місце розміщення підпірної стінки наведене на схемі індивідуального завдання. В таблиці варіантів завдань для розрахунку підпірної стінки (додаток Е) надані геометричні параметри стінки і величина навантаження на призмі обвалення. Ґрунт основи стінки приймається згідно з геологічним розрізом з врахуванням висоти стінки.

Для зменшення горизонтального активного тиску на задню грань стінки для зворотної засипки рекомендується використовувати дреноуючі ґрунти з значним значенням кута внутрішнього тертя (піщані або великоуламкові). В таблиці додатку Д наведені характеристики ґрунту зворотної засипки для улаштування підпірної стінки кутникового типу по варіантах завдання.

Метою розрахунку підпірної стінки є визначення її потрібної ширини підосви.

Для попереднього вибору ширини підосви можуть бути використані графіки рис. 6.1, де враховані задана висота стіни, інтенсивність навантаження на призмі обвалення і нормативне значення кута внутрішнього тертя ґрунту засипки.

6.1 Тиск ґрунту на підпірні стіни

Тиск ґрунту для кутникових підпірних стін визначають, виходячи з умови утворення за стіною клиноподібної призми обвалення (рис. 6.2) [17]. Тиск ґрунту приймається діючим на нахилену (розрахункову) площину, проведену під кутом α (кут тертя ґрунту δ на контакті з розрахунковою площиною дорівнює куту внутрішнього тертя φ' ґрунту засипки за задньої гранню стіни).

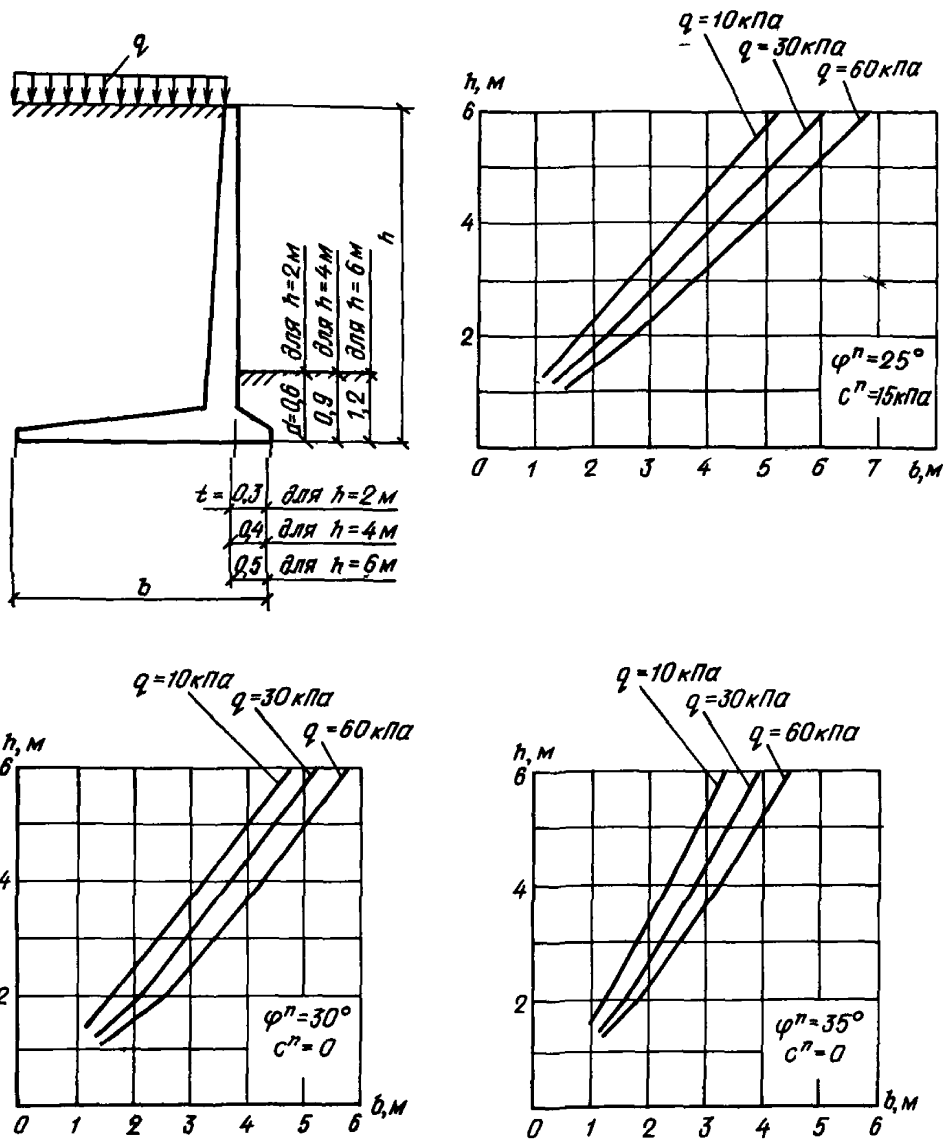


Рисунок 6.1 – Графіки для попереднього підбирання розміру підшови кутникових підпірних стін

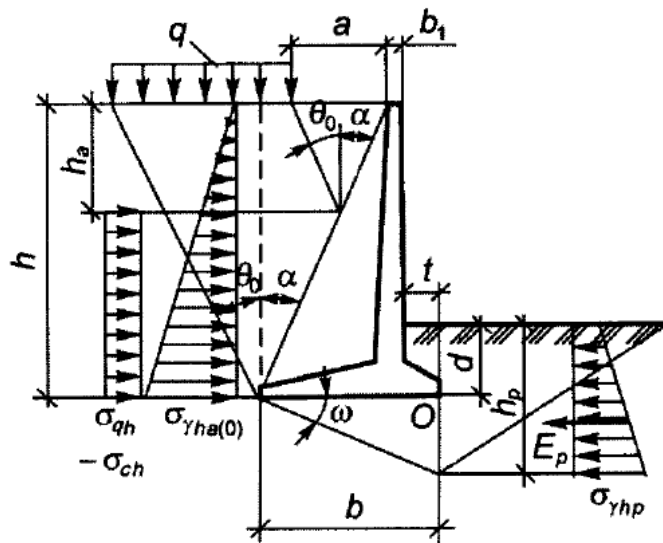


Рисунок 6.2 – Розрахункова схема підпірної стіни

Вага ґрунту, що знаходиться між умовною поверхнею і тиловою поверхнею стіни, додається до ваги стіни в розрахунках на стійкість, які виконуються так само, як і для масивних стін: $\alpha = \theta = 45^\circ - \varphi/2$; $\delta = \varphi'$.

Кут нахилу розрахункової площини до вертикалі визначають згідно з умовою

$$\operatorname{tg} \alpha = (b - b_1) / h, \quad (6.1)$$

але приймають не більше, ніж $(45^\circ - \varphi/2)$.

Значення характеристик ґрунтів засипки, ущільнених з коефіцієнтом ущільнення не менше 0,95 від їх щільності у природному стані, допускається встановлювати за формулами

$$\gamma'_I = 0,95\gamma_I, \quad \varphi'_I = 0,9\varphi_I, \quad c'_I = 0,5c_I, \quad \text{але не більше 7 кПа.}$$

$$\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}, \quad \varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II}, \quad c'_{II} = 0,5c_{II}, \quad \text{але не більше 10 кПа.}$$

Для споруд з глибиною закладання 3 м і менше граничні значення питомого зчеплення ґрунту засипки c'_I слід приймати не більше 5 кПа, а c'_{II} не більше 7 кПа. Для споруд висотою менше 1.5 м c'_I слід приймати рівним нулю.

6.1.1 Активний тиск ґрунту

Незв'язний ґрунт.

В випадку вільної від навантаження нахиленої поверхні засипки і нахиленої тилової грані стіни горизонтальна і вертикальна складові активного тиску ґрунту на глибині z (рис. 6.3) визначаються за формулами [17]

$$\sigma_{ah} = \gamma z \lambda_a; \quad (6.2)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (6.3)$$

де γ – розрахункове значення питомої ваги ґрунту;

α – кут нахилу тилової грані стіни до вертикалі, що приймається з знаком плюс при відхиленні від вертикалі в бік стіни;

δ – кут тертя ґрунту на контакті зі стіною, що приймається для стін з підвищеною шорсткістю рівним φ , для дрібнозернистих водонасичених пісків і при наявності на поверхні вібраційних навантажень рівним 0, у всіх інших випадках рівним $0,5\varphi$ (тут φ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту);

λ_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту:

$$\lambda_a = \left[- \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \rho)}} \right)} \right]^2, \quad (6.4)$$

де ρ – кут нахилу поверхні ґрунту до горизонту, що приймається зі знаком плюс при відхиленні цієї поверхні від горизонталі вверх ($|\rho| \leq \varphi$).

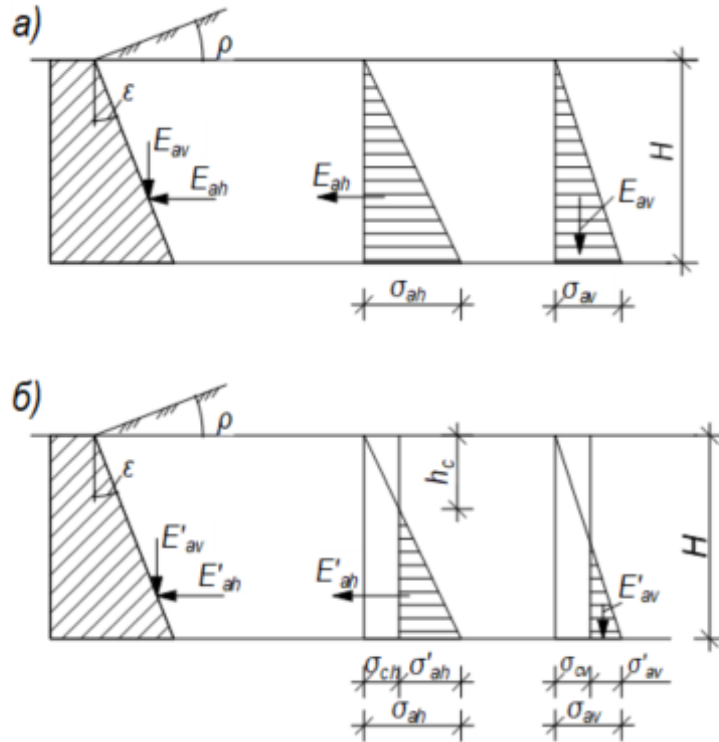


Рисунок 6.3 – До визначення активного тиску ґрунту на стінку:
a – незв'язного; *б* – зв'язного

Зокрема для гладкої вертикальної тилової грані і горизонтальної поверхні ґрунту коефіцієнт активного тиску обчислюється за формулою

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}). \quad (6.5)$$

Рівнодіючі горизонтального E_{ah} та вертикального E_{av} тиску ґрунту для стін висотою H визначаються як площі відповідних трикутних епюр тиску (рис. 6.3) за формулами

$$E_{ah} = \sigma_{ah} H / 2; \quad (6.6)$$

$$E_{av} = \sigma_{av} H / 2. \quad (6.7)$$

Місце прикладання рівнодіючої у центрі ваги епюр.

Зв'язний ґрунт.

Горизонтальна σ_{ah}' і вертикальна σ_{av}' складові активного тиску зв'язного ґрунту на глибині z (див. рис. 6.3, б) визначаються за формулами

$$\sigma_{ah}' = \sigma_{ah} - \sigma_{ch}; \quad (6.8)$$

$$\sigma_{av}' = \sigma_{ah}' \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (6.9)$$

де σ_{ch} – тиск зв'язності:

$$\sigma_{ch} = cK, \quad (6.10)$$

тут c – питоме зчеплення ґрунту;

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi} \left[\frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos\alpha \cos\delta} - \lambda_a \frac{\cos\alpha \cos\rho}{\cos(\alpha - \rho)} \right]. \quad (6.11)$$

Якщо значення K , обчислене за формулою (6.11), менше нуля, в розрахунках приймається $K = 0$.

Зокрема при горизонтальній поверхні засипки ($\rho = 0$) і вертикальній задній грані ($\alpha = 0$) горизонтальна складова активного тиску на глибині z визначається за формулою

$$\sigma_{ah}' = \gamma z \lambda_a + c(\lambda_a - 1) / \operatorname{tg} \varphi. \quad (6.12)$$

Рівнодіючі горизонтального E_{ah}' та вертикального E_{av}' тиску ґрунту для стін висотою H визначаються як площі відповідних трикутних епюр тиску (рис. 6.3) за формулами

$$E_{ah}' = \sigma_{ah}' (H - h_c) / 2; \quad (6.13)$$

$$E_{av}' = \sigma_{av}' (H - h_c) / 2, \quad (6.14)$$

$$\text{де } h_c = \frac{\sigma_{ch}}{\sigma_{ah}} H.$$

Тиск ґрунту на кутникові підпірні стіни (при горизонтальній поверхні засипки ($\rho = 0$), $\alpha \neq 0$; $\delta = \varphi'$) (рис. 6.2).

Інтенсивність горизонтального активного тиску від власної ваги ґрунту на глибині z для ґрунту, який володіє і тертям і зчепленням

$$\sigma_{ah} = \left[\gamma \gamma_f z \lambda_a - c(K_1 + K_2) \right] \cdot \frac{z}{h}, \quad (6.15)$$

де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням;

K_1 – коефіцієнт, що враховує зчеплення ґрунту по площині ковзання, нахиленої під кутом θ_0 до вертикалі

$$K_1 = \frac{2\lambda_a \cos \theta_0 \cos \alpha}{\sin(\theta_0 + \alpha)}; \quad (6.16)$$

K_2 – коефіцієнт, що враховує зчеплення ґрунту по площині ковзання призми обвалення, нахиленої під кутом α до вертикалі

$$K_2 = \frac{\lambda_a \sin(\theta_0 - \alpha) \cos \theta_0}{\sin \theta_0 \cos \alpha \sin(\theta_0 + \alpha)} + \operatorname{tg} \alpha; \quad (6.17)$$

θ_0 – кут нахилу площини ковзання до вертикалі, який визначають з умови

$$\operatorname{tg} \theta_0 = \frac{\cos \varphi' - \sqrt{\lambda_a}}{\sin \varphi'}. \quad (6.18)$$

Тиск ґрунту на стіни від навантаження на поверхні засипки.

Відрізняють три варіанти розміщення рівномірно розподіленого навантаження на поверхні засипки (рис. 6.4):

- *суцільне рівномірно розподілене навантаження q (рис. 6.4, а).*

Горизонтальна і вертикальна складові активного тиску ґрунту на глибині z від суцільного рівномірно розподіленого навантаження q для зв'язних і незв'язних ґрунтів визначаються за формулами [17]

$$\sigma_{qh} = q \lambda_a; \quad (6.19)$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\alpha + \delta). \quad (6.20)$$

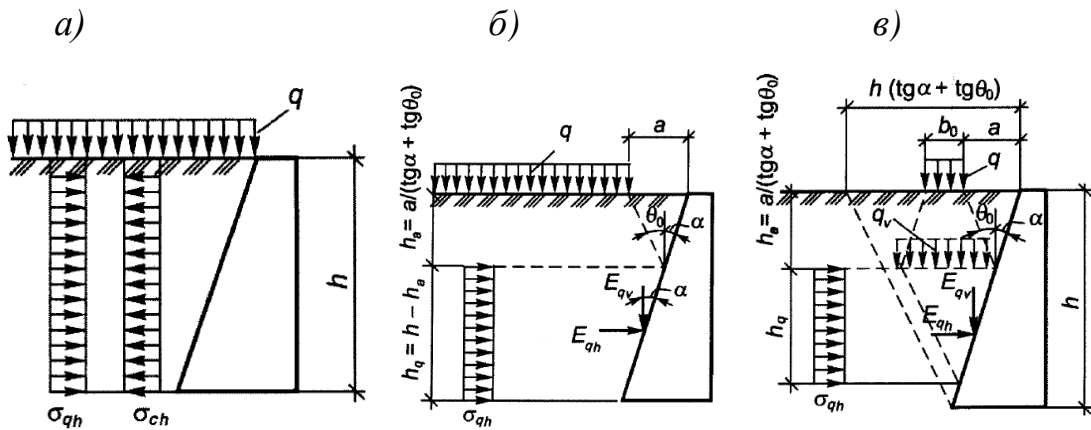


Рисунок 6.4 – До визначення тиску ґрунту від навантаження на поверхні засипки

- суцільне (на всій призмі зрушення) рівномірно розподілене навантаження q , прикладене на відстані a від стіни (рис. 6.4, б).

Горизонтальна σ_{qh} і вертикальна σ_{qv} складові активного тиску ґрунту від такого навантаження визначаються при $z \geq a / (\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\theta_0)$ за формулами (6.15) та (6.16), а при $0 \leq z \leq a / (\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\theta_0)$ (де $\theta = 45^\circ - \varphi/2$) $\sigma_{qh} = \sigma_{qv} = 0$.

- смугове (ширина смуги b_0) рівномірно розподілене навантаження q , прикладене в межах призми обрушення на відстані a від стіни (рис. 6.4, в).

Горизонтальна σ_{qh} і вертикальна σ_{qv} складові активного тиску ґрунту від такого навантаження визначаються за формулами (6.21) та (6.20)

$$\sigma_{qh} = \frac{q\lambda_a}{1 + 2\operatorname{tg}\theta_0 \cdot h_a / b_0}. \quad (6.21)$$

Відстань від поверхні ґрунту засипки до початку епюри тиску ґрунту $h_a = a / (\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\theta_0)$, протяжність епюри по висоті $h_q = \frac{b_0 + 2\operatorname{tg}\theta_0 h_a}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\theta_0}$.

При розрахунках підпірних стін тиск від навантаження на поверхні засипки додають до тиску від ваги ґрунту.

6.1.2 Пасивний тиск ґрунту

При горизонтальній поверхні ґрунту і рівномірно розподіленому навантаженні на поверхні горизонтальна σ_{ph} і вертикальна σ_{pv} складові пасивного тиску на глибині z від поверхні визначаються за формулами [17]

$$\sigma_{ph} = (q + \gamma z)\lambda_{ph} + \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi} \left[\lambda_{ph} - \frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos\alpha \cos\delta} \right]; \quad (6.22)$$

$$\sigma_{pv} = \sigma_{ph} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (6.23)$$

де λ_{ph} – коефіцієнт горизонтальної складової пасивного тиску, що визначається при горизонтальній поверхні ґрунту за формулою

$$\lambda_{ph} = \left[-\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha}} \right)} \right]^2. \quad (6.24)$$

Зокрема при $\alpha = \delta = 0$ $\lambda_{ph} = tg^2(45^\circ + \varphi / 2)$.

6.2 Розрахунок стійкості проти зрушення

Стійкість окремо стоячих стін проти зрушення перевіряється у всіх випадках, незалежно від співвідношення вертикальних і горизонтальних навантажень.

Розрахунок стійкості стіни проти зрушення виконується з умови

$$F_{sa} \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n}. \quad (6.25)$$

де F_{sa} – зрушувальна сила, що дорівнює сумі проекцій всіх зрушувальних сил на горизонтальну площину (рис. 6.2, 6.4)

$$F_{sa} = E_{ah} + E_{qh}, \quad (6.26)$$

в тому числі від активного тиску ґрунту $E_{ah} = \sigma_{ah} h / 2$;

та від навантаження на поверхні призми обвалення $E_{qh} = \sigma_{qh} h_q$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який приймають:

для: пісків, крім пілуватих $\gamma_c = 1,0$;

пісків пілуватих, а також глинистих ґрунтів у стабілізованому стані $\gamma_c = 0,9$;

глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані $\gamma_c = 0,85$;

скельних ґрунтів невивітрілих і слабовивітрілих $\gamma_c = 1,0$;

вивітрілих $\gamma_c = 0,9$;

сильновивітрілих $\gamma_c = 0,8$.

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруд, $\gamma_n = 1,2$; 1,15 і 1,10 відповідно для будівель і споруд класів СС3, СС2 і СС1 за відповідальністю;

F_{sr} – утримуюча сила, що дорівнює сумі проекцій всіх утримуючих сил на горизонтальну площину.

Розрахунок на зрушення виконується по трьох можливих положеннях поверхні зсуву нижче подошви фундаменту (рис. 6.2):

- по подошві фундаменту ($\omega_1 = 0$);
- по ламаній поверхні при $\omega_2 = \varphi_1 / 2$;
- по ламаній поверхні при $\omega_3 = \varphi_1$.

Утримуюча сила для нескельної основи

$$F_{sr} = N \cdot tg(\varphi_1 - \omega) + b \cdot c_1 + E_p, \quad (6.27)$$

де N – сума проекцій всіх сил на вертикальну площину.

Сума проекцій всіх сил на вертикальну площину для кутникових підпирних стін (при $\alpha \leq \theta_0$)

$$N = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_1') + \gamma_1' \cdot \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \cdot \operatorname{tg} \omega \cdot \frac{b^2}{2}, \quad (6.28)$$

де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, рівний 1.2.

Пасивний опір ґрунту

$$E_p = \gamma_1 h_p^2 \lambda_p / 2 + c_1 h_p (\lambda_p - 1) / \operatorname{tg} \varphi_1;$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_1 / 2).$$

h_p – висота призми випору ґрунту $h_p = d + b \cdot \operatorname{tg} \omega$.

При зсуві по підшві ($\omega = 0$) слід враховувати такі обмеження:

$$c_1 \leq 5 \text{ кПа}; \quad \varphi_1 \leq 30^\circ; \quad \lambda_p = 1.$$

6.3 Розрахунок міцності ґрунтової основи

Розрахунок міцності ґрунтової основи слід виконувати для всіх скельних ґрунтів, а також для нескельних при $\operatorname{tg} \delta_1 < \sin \varphi_1$ (тут $\operatorname{tg} \delta_1 = F_{sa}/N$; δ_1 – кут нахилу рівнодіючого зовнішнього навантаження до вертикалі) з умови

$$N \leq \frac{\gamma_c N_u}{\gamma_n}. \quad (6.29)$$

γ_c, γ_n – як у формулі (6.26).

Вертикальна складова сили граничного опору основи для нескельних ґрунтів у стабілізованому стані

$$N_u = b' (N_\gamma b' \gamma_1 + N_q \gamma_1' d + N_c c_1), \quad (6.30)$$

де b' – приведена ширина стіни $b' = b - 2e$; ексцентриситет прикладання рівнодіючої всіх сил відносно осі, що проходить через центр ваги підшви стіни $e = M_0 / N$ не повинен перевищувати $e \leq b/3$;

N_γ, N_q, N_c – безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що визначають за таблицею Ж.1 [5] у залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_1 і кута нахилу до вертикалі δ_1 рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу у рівні підшви стінки;

γ_1, γ_1' – розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, що знаходяться в межах можливої призми випирання відповідно нижче і вище підшви стінки (за наявності підземних вод визначають з урахуванням виважувальної дії води);

c_1 – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, кПа;

d – глибина закладання стінки, м (рис. 6.2).

Сума моментів всіх вертикальних і горизонтальних сил відносно осі, що проходить через центр ваги підшви визначається за формулою (при $\alpha \leq \theta_0$)

$$M_0 = F_{sa} [h^* - \operatorname{tg}(\alpha + \varphi') (b/2 - h^* \operatorname{tg} \alpha)] + \gamma_1' \gamma_f (b-t) [h(b-4t) + 6td] / 12, \quad (6.31)$$

де h^* – відстань від рівнодіючої зсувної сили до низу підшви стіни

$$h^* = \left[E_{ah} \cdot h / 3 + E_{qh} (h - h_a - h_q / 2) \right] / F_{sa}. \quad (6.32)$$

6.4 Розрахунок основи підпірних стін за деформаціями

При відсутності спеціальних технологічних умов розрахунок за деформаціями вважається задоволеним, якщо виконуються умови неперевикнення тиском на ґрунт під підшвою стінки розрахункового опору ґрунту основи

$$\left. \begin{array}{l} p \leq R; \\ p_{\max} \leq 1,2R. \end{array} \right\} \quad (6.33)$$

При цьому допускається трикутна епюра з відривом підшви не більше 25% загальної площі ($e \leq b/4$) (рис. 6.5).

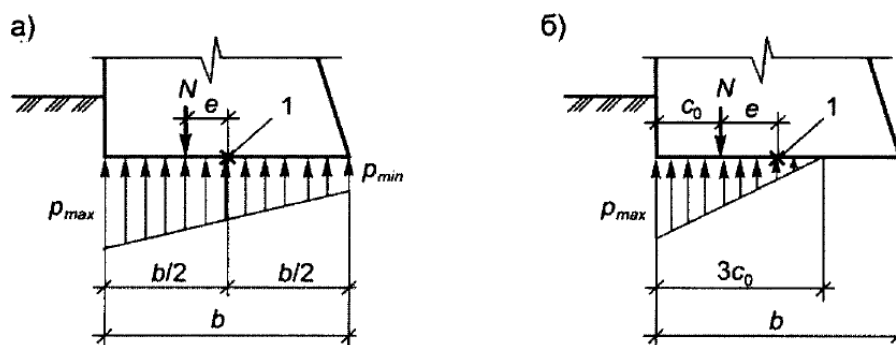


Рисунок 6.5 – Схема визначення тиску під підшвою стінки:

а – при ексцентриситетах $e \leq b/6$; б – при ексцентриситетах $e > b/6$;
1 – центр ваги підшви

Крайовий тиск при $e \leq b/6$

$$p_{\max} = N(1 \pm 6e/b) / b.$$

Крайовий тиск при $e > b/6$

$$p_{\max} = 2N / 3c_0.$$

$3c_0$ – довжина трикутної епюри по підшві фундаменту

$$c_0 = 0,5b - e. \quad (6.34)$$

Розрахунковий опір ґрунту визначають за формулою (5.35) для ширини підшви b та глибини закладання d (рис. 6.2).

Розрахунок за деформаціями закінчується визначенням прогину верху стіни.

Визначення прогину верху стіни

Розмір нижнього перерізу вертикального елемента кутникової стіни t_n рекомендується призначати не менше ніж величина $h_0/15$ (h_0 – висота стіни від її верху до рівня сполучення з плитою).

При визначенні прогину стіни при її згині жорсткість залізобетонного елемента B допускається визначати з врахуванням пластичних властивостей бетону і появи тріщин в розтягнутій зоні елемента за формулою

$$B = kE_b I_b, \quad (6.35)$$

де E_b - початковий модуль пружності бетону на стиск;

I_b - момент інерції нижнього перерізу стіни;

k - коефіцієнт, що приймають 0,35 при тривалій дії навантажень і 0,5 – при короткочасній.

Горизонтальне переміщення верху стіни Δ за наявності суцільного рівномірно розподіленого навантаження на призмі обвалення визначають за формулою

$$\Delta = \frac{(4\sigma_{ay} + 15\sigma_q)h_0^4}{120B}, \quad (6.36)$$

де σ_{ay} і σ_q – інтенсивність горизонтального тиску ґрунту на глибині h_0 від нормативних навантажень (розрахункових навантажень для II групи граничних станів).

Граничний прогин верху стіни не повинен перевищувати величини $h_0/75$.

Горизонтальне переміщення верху стіни, викликане креном підосви, визначають за формулою

$$\Delta = \frac{5M_0 h}{b^2 E}, \quad (6.37)$$

де M_0 – нормативне (розрахункове для II групи граничних станів) значення згинального моменту відносно центру ваги підосви стіни;

E – модуль деформації ґрунту основи;

h – повна висота стіни;

b – ширина підосви стіни.

7 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ

7.1 Підготовка вихідних даних для проєктування фундаментів мостової споруди

За завданням на курсове проєктування:

| | |
|--|---------------------|
| № майданчику будівництва | <u>11</u> |
| № варіанту ґрунтових умов в межах майданчика | <u>6</u> |
| Середня відмітка поверхні покриття дороги | <u>220,100 м</u> |
| Габарит мостової споруди | <u>Г-11,5+2×1,5</u> |
| Величина прогонів моста | <u>18 м</u> |
| № варіанту завдання для розрахунку підпірної стінки | <u>1</u> |
| № варіанту характеристик ґрунту зворотної засипки для улаштування підпірної стінки | <u>10</u> |

На рис. 7.1 наведена схема плану ділянки дороги з мостовою спорудою і місцями розміщення свердловин відповідно до даних по варіанту для побудови геологічного розрізу, наведених у додатку Б.

Потрібна мінімальна довжина моста 72 м. При величині прогонів моста 18 м потрібні чотири прогони, відповідно дві крайні опори (стояни) і три проміжних опори. На рис. 7.1 наведена схема моста з габаритом 11,5 м з двома тротуарами по 1,5 м.

В залежності від габариту проїжджої частини автодороги і величини прогону вибираємо марку проміжної опори моста за серією 3.503.1-100 (додаток В). Потрібні трьохстоякові опори ЗОП 130-1 (рис. 7.2).

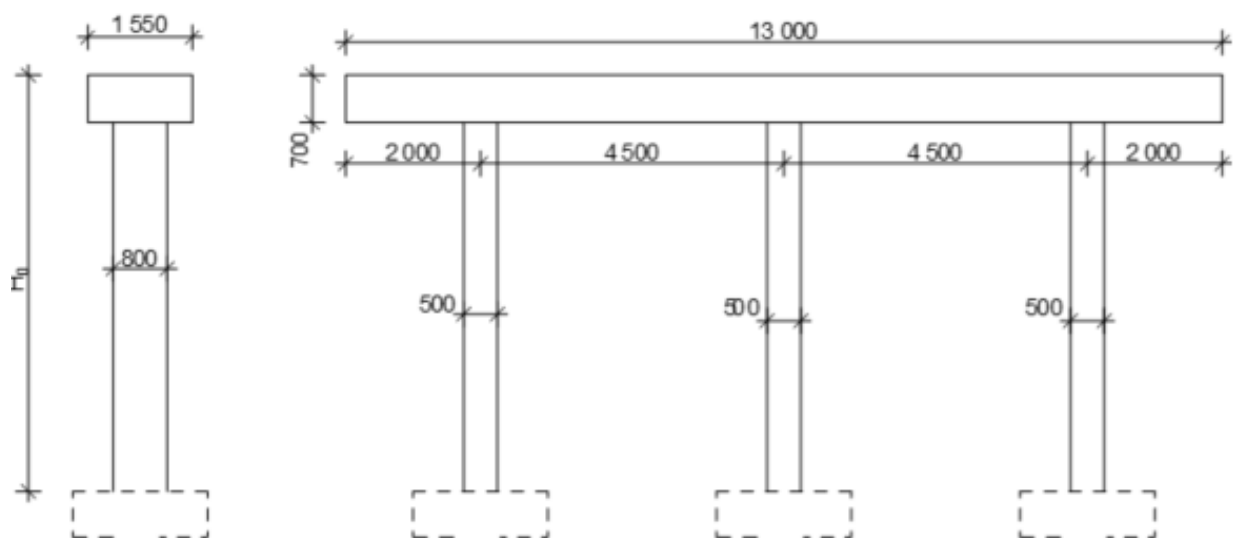


Рисунок 7.2 – Геометричні розміри опори ЗОП 130-1

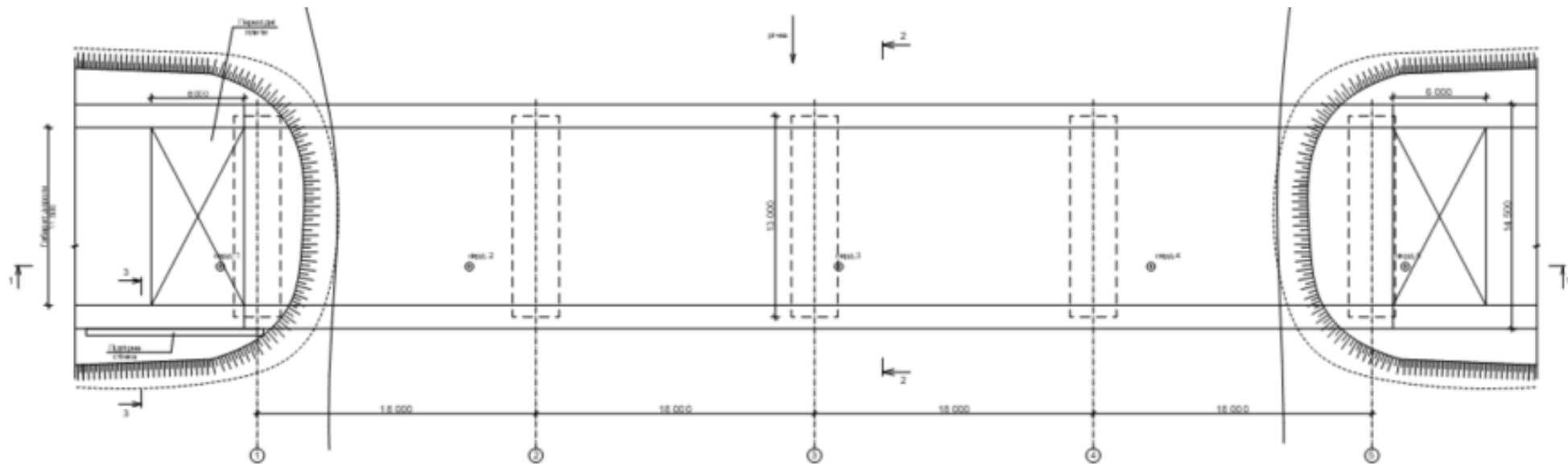


Рисунок 7.1 – Схема плану ділянки дороги з мостовою спорудою і місцями розміщення свердловин

Висоту проміжної опори в районі свердловини 3 визначаємо як різницю між відміткою поверхні покриття дороги і відміткою поверхні ґрунту за вирахування висоти надпорних конструкцій, яку приймаємо рівною 1,7 м (рис. 7.3).

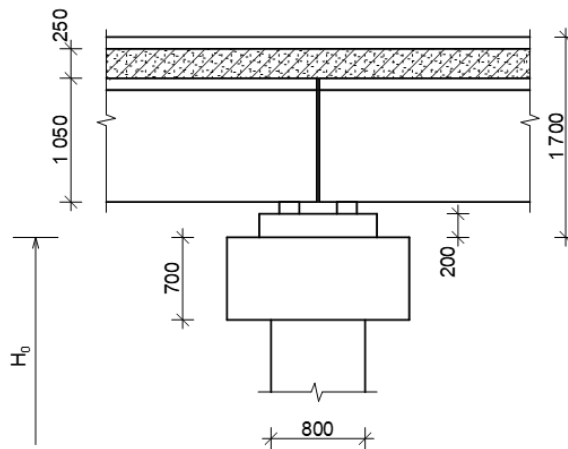


Рисунок 7.3 – Габарити надпорних конструкцій

Маємо потрібні висоту опори $220,1 - 210,2 - 1,7 = 8,2$ м.

В залежності від габариту проїжджої частини, довжини прогонової конструкції та висоти проміжної опори визначаємо розрахункові зусилля на рівні низу стійок опори (додаток Г) (таблиця 7.1).

Таблиця 7.1 – Навантаження в рівні низу стійок проміжної опори

| Напрямок дії навантаження відносно осі опори | Експлуатаційні (нормативні) | | Граничні (розрахункові) | | |
|--|-----------------------------|-----------|-------------------------|-----------|------------------|
| | N_{max} , кН | M , кНм | N_{max} , кН | M , кНм | $Q_{max.y}$, кН |
| вздовж | 2370 | 400 | 2950 | 410 | 50 |
| поперек | 2370 | 370 | 2950 | 440 | 220 |

На рис. 7.4 наведена схема прикладання навантажень по обрізі фундаменту стійки.

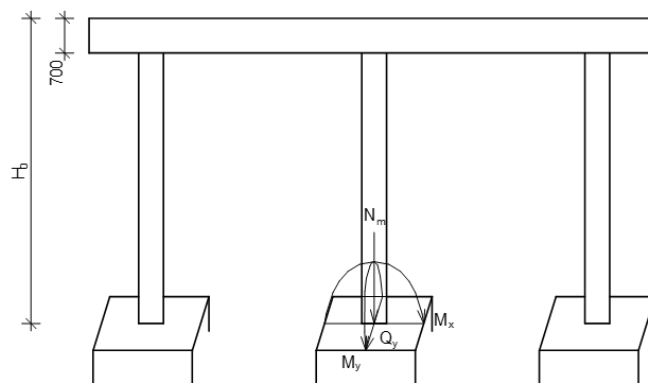


Рисунок 7.4 – Схема прикладання навантажень по обрізі фундаменту стійки

На рис. 7.5 наведений геологічний розріз ділянки уздовж мостової споруди. Геологічний розріз складений відповідно до даних по варіанту для побудови геологічного розрізу, наведених у додатку Б.

Останнім етапом підготовки вихідних даних є визначення всіх необхідних для розрахунків фізико-механічних характеристик ґрунтів майданчику будівництва.

У вихідних даних завдання таблиця з результатів визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів має вигляд, представлений у таблиці 7.2. Вона не містить всього необхідного набору характеристик. Опис цих характеристик і правила їх визначення наведені у розділі 4. Повна таблиця характеристик має мати форму, наведену у таблиці 4.1.

Таблиця 7.2 – Результати інженерно-геологічних вишукувань

| Варіант ґрунтових умов | № ІГЕ ґрунту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коефіцієнт Пуассона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------|--------------|----------------------------|---|---|-----------|----------------|----------------|-------------------------|---------|----------------------------|---------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | Фп, град | Сп, кПа | | |
| 6 | 1 | Рослинний шар | 16,2 | - | 0,17 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок лесовий твердий | 17,5 | 26,7 | 0,11 | 0,25 | 0,19 | 21 | 23 | 0,31 | 14 |
| | 3 | Суглинок текучо-пластичний | 16,3 | 26,6 | 0,27 | 0,29 | 0,20 | | | 0,34 | |
| | 4 | Суглинок лесовий | 17,2 | 26,8 | 0,25 | 0,29 | 0,21 | 23 | 19 | 0,35 | 9 |
| | 5 | Пісок середньої крупності | 16,8 | 26,6 | 0,23 | - | - | 25 | 0 | 0,30 | 10 |
| | 6 | Суглинок | 17,6 | 26,8 | 0,22 | 0,27 | 0,18 | | | 0,36 | |
| | 7 | Пісок середньої крупності | 17,2 | 26,6 | 0,25 | - | - | | | 0,31 | |

За даними інженерно-геологічних вишукувань таблиці 7.1 визначаємо додаткові фізичні характеристики і встановлюємо типи ґрунтів за класифікаційними ознаками.

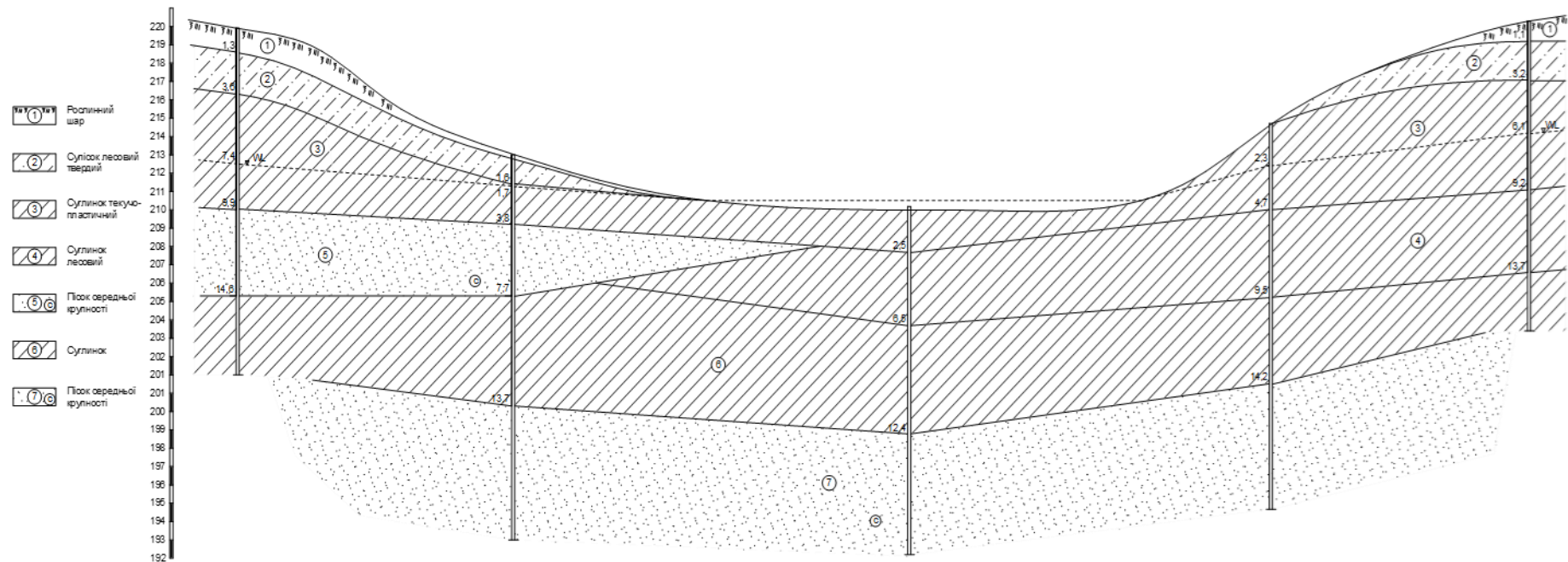
Число пластичності для глинистих ґрунтів з уточненням їх виду:

$$I_{p2} = \omega_L - \omega_p = 0,25 - 0,19 = 0,06 \rightarrow \text{супісок};$$

$$I_{p3} = \omega_L - \omega_p = 0,29 - 0,20 = 0,09 \rightarrow \text{суглинок};$$

$$I_{p4} = 0,29 - 0,21 = 0,08 \rightarrow \text{суглинок};$$

$$I_{p6} = 0,27 - 0,18 = 0,09 \rightarrow \text{суглинок}.$$



| № свердловини | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Відстань між свердловинами, м | | 16 | 23 | 21 | 15 |
| Абсолютна відмітка гирла, м | 219,9 | 213,0 | 210,2 | 214,7 | 220,3 |
| Абсолютна відмітка забоя, м | 201,0 | 193,0 | 192,2 | 194,7 | 203,4 |
| Рівень ґрунтових вод WL, м | 212,5 | 211,3 | 210,2 | 212,4 | 214,2 |

Рисунок 7.5 - Геологічний розріз ділянки уздовж мостової споруди

Показник текучості для глинистих ґрунтів з визначенням стану за консистенцією:

$$I_{L2} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,11 - 0,19}{0,06} = < 0 \rightarrow \text{твердий};$$

$$I_{L3} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,27 - 0,20}{0,09} = 0,78 \rightarrow \text{текучопластичний};$$

$$I_{L4} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,25 - 0,21}{0,08} = 0,5 \rightarrow \text{тугопластичний};$$

$$I_{L6} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,22 - 0,18}{0,09} = 0,44 \rightarrow \text{тугопластичний}.$$

Для кожного типу ґрунту визначаємо коефіцієнт пористості в природному стані і для піщаних ґрунтів визначаємо щільність складення:

$$e_2 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,7}{17,5} \cdot (1 + 0,11) - 1 = 0,69;$$

$$e_3 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,6}{17,2} \cdot (1 + 0,27) - 1 = 0,96;$$

$$e_4 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,8}{17,8} \cdot (1 + 0,25) - 1 = 0,88;$$

$$e_5 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,6}{18,0} \cdot (1 + 0,20) - 1 = 0,77 \rightarrow \text{пухкий};$$

$$e_6 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,8}{17,6} \cdot (1 + 0,22) - 1 = 0,86;$$

$$e_7 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,6}{18,9} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,7 \rightarrow \text{середньої щільності}.$$

Для кожного типу ґрунту визначаємо ступінь вологості і для піщаних ґрунтів визначаємо ступінь заповнення пор водою:

$$S_{r2} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,11 \cdot 26,7}{0,69 \cdot 10} = 0,43; \quad S_{r3} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,27 \cdot 26,6}{0,96 \cdot 10} = 0,75;$$

$$S_{r4} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,25 \cdot 26,8}{0,88 \cdot 10} = 0,76; \quad S_{r5} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,20 \cdot 26,6}{0,77 \cdot 10} = 0,69 \rightarrow \text{вологий};$$

$$S_{r6} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,22 \cdot 26,8}{0,86 \cdot 10} = 0,69; \quad S_{r7} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,21 \cdot 26,6}{0,7 \cdot 10} = 0,8 \rightarrow \text{вологий}.$$

Механічні характеристики c , φ і E , відсутні в таблиці 7.1, визначаємо за таблицями норм [5]. Для характеристик c і φ визначені розрахункові значення для другої і першої групи граничних станів згідно з вказівками розділу 4.

Усі результати зводимо до табл. 7.3.

Таблиця 7.3 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

| Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/м ³ | γ_s , кН/м ³ | W | W _L | W _p | I _p | I _l | e | S _r | $\frac{\phi_{п}}{\phi}$, град. | $\frac{C_{п}}{C}$, кПа | ν | E, МПа |
|--|-------------------------------------|-----------------------------------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|------|----------------|------------------------------------|----------------------------|-------|-----------|
| 1. Рослинний шар | 16,2 | - | 0,17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 2. Супісок лесовий твердий | 17,5 | 26,7 | 0,11 | 0,25 | 0,19 | 0,06 | <0 | 0,69 | 0,43 | $\frac{24}{21}$ | $\frac{23}{15}$ | 0,31 | 14 |
| 3. Суглинок текучо- пластичний | 17,2 | 26,6 | 0,27 | 0,29 | 0,20 | 0,09 | 0,78 | 0,96 | 0,75 | $\frac{13}{11}$ | $\frac{13}{8,7}$ | 0,34 | 5 |
| 4. Суглинок лесовий, тугопластичний | 17,8 | 26,8 | 0,25 | 0,29 | 0,21 | 0,08 | 0,5 | 0,88 | 0,76 | $\frac{23}{20}$ | $\frac{19}{12,7}$ | 0,35 | 9 |
| 5. Пісок середньої крупності, пухкий, вологий | 18,0 | 26,6 | 0,20 | - | - | - | - | 0,77 | 0,69 | $\frac{25}{22}$ | $\frac{0}{0}$ | 0,30 | 10 |
| 6. Суглинок | 17,6 | 26,8 | 0,22 | 0,27 | 0,18 | 0,09 | 0,44 | 0,86 | 0,69 | $\frac{19}{16}$ | $\frac{18}{12}$ | 0,36 | 13 |
| 7. Пісок середньої крупності, середньої щільності, вологий | 18,5 | 26,6 | 0,21 | - | - | - | - | 0,7 | 0,80 | $\frac{32}{29}$ | $\frac{0}{0}$ | 0,31 | 25 |

7.2 Розрахунок пальового фундаменту під проміжну опору

7.2.1 Вибір глибини закладання ростверка

Проектуємо фундамент з низьким ростверком, оскільки глибина водного потоку дуже незначна.

За розрахункову поверхню ґрунту для фундаментів проміжних опор мостів приймається природна поверхня ґрунту.

Глибину закладання подошви плити ростверку приймаємо [10] нижче глибини промерзання не менше ніж на 0,25 м.

Глибину закладання площини обрізу низьких ростверків рекомендується приймати рівною 0,5 м.

Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту визначаємо за формулою (5.1) для суглинків Вінницької області

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \times \sqrt{(5,1 + 3,8 + 2,9)} = 0,79 \text{ (м)}.$$

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту d_f визначаємо за формулою (5.2)

$$d_f = 1,1 d_{fn} = 1,1 \times 0,79 = 0,87 \text{ (м)}.$$

Отже мінімальна глибина закладання подошви ростверку $0,87 + 0,25 = 1,12$ (м), обрізу – 0,5 м.

Висота ростверка має забезпечувати зароблення голів паль і роботу тіла ростверка на продавлювання палями та конструкціями опори.

Палі мають бути закладені в ростверк (вище шару бетону, вкладеного підводним способом) на довжину не менше половини периметра призматичних паль. Для паль перерізом $0,35 \times 0,35$ м це 0,7 м.

При відсутності постійних горизонтальних сил (як у проміжних мостових опор) мінімальна висота ростверку дорівнює 1 м.

Висота ростверку h_p визначається як різниця відміток глибини закладання площини обрізу і підшви ростверку.

Отже, виходячи з перелічених міркувань приймаємо висоту ростверка 1 м, глибина закладання підшви ростверку 1,5 м, обрізу – 0,5 м.

7.2.2 Вибір виду і довжини палі

Оскільки навантаження на опору не дуже значні використовуємо забивні палі перерізом $0,35 \times 0,35$ м.

З геологічного розрізу (рис. 7.5) видно, що ґрунти ІГЕ 6 та ІГЕ 7, розташовані нижче підшви ростверку, можуть служити основою для палі, але глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \geq 0,4$ не є найкращою основою, тому перевагу віддаємо піску середньої крупності.

Заглиблення забивних висячих палі у піски середньої крупності має бути не менше 0,5 м. З забезпечення цієї вимоги, а також заведення палі у ростверк на величину не менше 70 см, приймаємо палі С13-35. Положення палі у ґрунті показане на рис. 7.6.

Ґрунтові умови майданчика забудови в межах довжини палі представлені такими нашаруваннями (рис. 7.5):

суглинок текучопластичний, товщиною 1,0 м, $\gamma_I = 17,1$ кН/м³; $\gamma_{sb} = 8,47$ кН/м³; $c_I = 8,7$ кПа; $\varphi_I = 11^\circ$; $I_L = 0,78$;

суглинок лесовий, товщиною 4,0 м, $\gamma_I = 17,7$ кН/м³; $\gamma_{sb} = 8,94$ кН/м³; $c_I = 12,7$ кПа; $\varphi_I = 20^\circ$; $I_L = 0,5$;

суглинок товщиною 5,9 м, $\gamma_I = 17,5$ кН/м³, $\gamma_{sb} = 9,03$ кН/м³; $c_I = 12$ кПа; $\varphi_I = 16^\circ$; $I_L = 0,44$;

пісок середньої крупності, середньої щільності, $\gamma_I = 18,4$ кН/м³, $\gamma_{sb} = 9,76$ кН/м³; $c_I = 0$, $\varphi_I = 29^\circ$.

7.2.3 Визначення несучої здатності палі по ґрунту (за несучою здатністю основи)

Несучу здатність палі (по ґрунту) визначаємо при глибині котловану $d = 1,5$ м за формулою (5.6).

Коефіцієнти, які входять в формулу (5.6), знаходимо за [5]

$$\gamma_c = 1, [17, \text{п. Н.2.1}];$$

$$\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1, [5, \text{табл. Н.2.3}].$$

Площа поперечного перерізу палі $A = 0,35 \times 0,35 = 0,1225$ (м²), периметр поперечного перерізу палі $u = 4 \cdot 0,35 = 1,4$ (м).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (R) та по боковій поверхні (f_{li}) знаходимо за [5, табл. Н.2.1; Н.2.2] в залежності від глибини, на якій знаходяться нижній кінець палі та середина і-го шару ґрунту. Також розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні знаходимо за формулою (5.7).

Для визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні палі, розділимо ґрунтову товщу на шари товщиною не більше 2 м (див. рис. 7.6).

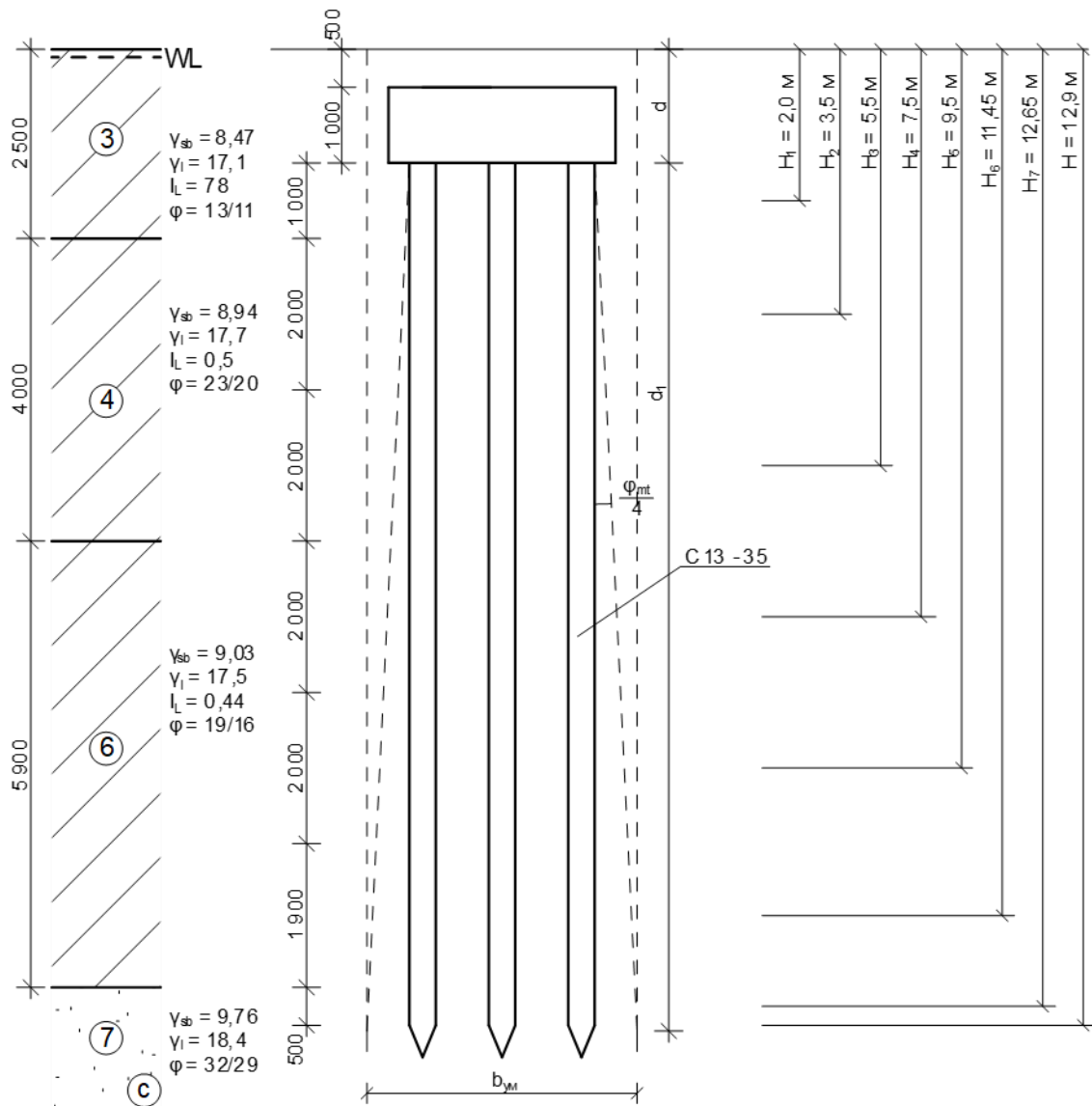


Рисунок 7.6 – Положення у ґрунті і розрахункова схема фундаменту з забивних палей

Обчислення опору по боковій поверхні виконуємо в табличній формі (таблиця 7.4).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі при глибині закладання нижнього кінця від рівня природного рельєфу 12,9 м для піску середньої крупності, середньої щільності [5, табл. Н.2.1]

$$R = 4232 \text{ кПа.}$$

Несуча здатність висячої забивної призматичної палі

$$F_d = 1(1 \cdot 4232 \cdot 0,35^2 + 1,4 \cdot 303,1) = 942,8 \text{ (кН)},$$

$$F_{d2} = 1(1 \cdot 4232 \cdot 0,35^2 + 1,4 \cdot 257,1) = 878,4 \text{ (кН)}.$$

Таблиця 7.4 - Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

| H_i , м | h_i , м | Показник текучості | f_{1i} , кПа (за табл. Н.2.2) | $\gamma_{cf,i} \cdot h_i$, кН/м | $\sigma_{zg,i}$, кПа | ν_i | $\varphi_{1,i}$, ° | $c_{1,i}$, кПа | f_{2i} , кПа (за формулою (5.7)) | $\gamma_{cf,i} f_{2i} \cdot h_i$, кН/м |
|----------------|-----------|----------------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------------------|---------|---------------------|-----------------|------------------------------------|---|
| 2,0 | 1,0 | 0,78 | 5 | 5,0 | 16,9 | 0,34 | 11 | 8,7 | 10,4 | 10,4 |
| 3,5 | 2,0 | 0,5 | 21 | 42,0 | 30,1 | 0,35 | 20 | 12,7 | 18,6 | 37,2 |
| 5,5 | 2,0 | 0,5 | 24,5 | 49,0 | 48,0 | 0,35 | 20 | 12,7 | 22,1 | 44,2 |
| 7,5 | 2,0 | 0,44 | 28 | 56,0 | 66,0 | 0,36 | 16 | 12 | 22,6 | 45,2 |
| 9,5 | 2,0 | 0,44 | 29 | 58,0 | 84,0 | 0,36 | 16 | 12 | 26,0 | 52,0 |
| 11,45 | 1,9 | 0,44 | 31 | 58,9 | 101,6 | 0,36 | 16 | 12 | 28,4 | 54,0 |
| 12,65 | 0,5 | Сер.кр., сер. щільн. | 68,5 | 34,2 | 112,7 | 0,31 | 29 | 0 | 28,1 | 14,1 |
| $\Sigma=303,1$ | | | | | | | | | $\Sigma=257,1$ | |

Розрахункове навантаження на палю за формулою (5.3)

$$N_{Ed,1} < \frac{F_d}{\gamma_k \gamma_r} = \frac{942,8}{1,4 \cdot 1,0} = 673,4 (\text{кН});$$

$$N_{Ed,1} < \frac{F_d}{\gamma_k \gamma_r} = \frac{878,4}{1,4 \cdot 1,0} = 627,4 (\text{кН}).$$

Приймаємо менше значення $N_{Ed} = 627,4 \text{ кН}$.

7.2.4 Визначення несучої здатності палі за міцністю матеріала стовбура

При розрахунку несучої здатності палі по матеріалу стовбура розглядаємо її як стержень, жорстко зацемлений у ґрунті в перерізі, розташованому від підшви ростверка на відстані $l_1 = 2/\alpha_c$.

Для цього обчислюється товщина l_m шарів ґрунту, що переважно визначають роботу палі на горизонтальне навантаження

$$l_m = 2(d + 1) = 2(0,35 + 1) = 2,7 (\text{м}), \text{ або}$$

$$l_m = 3,5d + 1,5 = 3,5 \cdot 0,35 + 1,5 = 2,73 (\text{м}).$$

де d – розмір поперечного перерізу палі.

Коефіцієнт деформації α_c знаходимо за формулою (5.11).

Оскільки на глибину 2,72 м від підшви ростверка залягають два різних ґрунти (рис. 7.6), то визначаємо приведені значення k з урахуванням схеми рисунку 7.7 за формулою

$$K = \frac{\sum K_i F_i}{\sum F_i} = \frac{2 \sum K_i F_i}{l_m}. \quad (7.1)$$

В межах глибини 2,72 м $l_1 = 1,0$ м; $l_2 = 1,72$ м, відповідно $F_1 = 1,0 \cdot (1 + 0,632)/2 = 0,816$; $F_2 = 0,632 \cdot 1,72/2 = 0,544$.

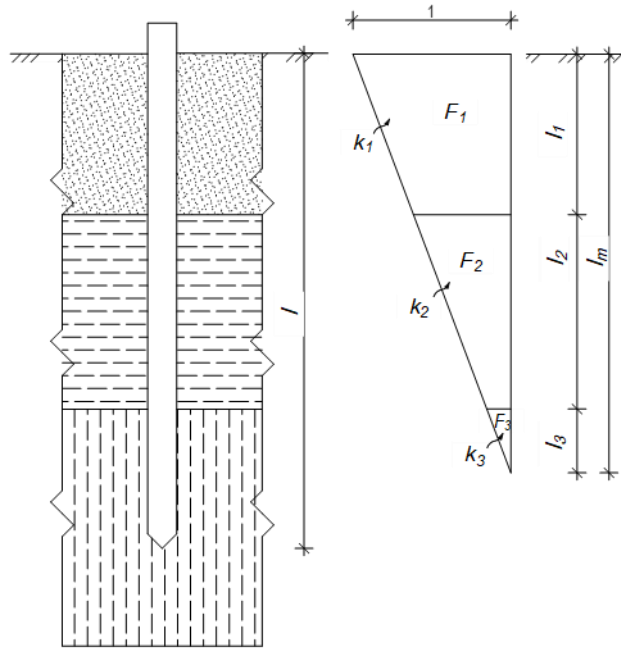


Рисунок 7.7 – Схема визначення приведенного значення коефіцієнту пропорційності k

Коефіцієнти пропорційності для суглинку текучопластичного під подошвою ростверка, $k_1 = 4000 \text{ кН/м}^4$, для суглинку тугопластичного $k_2 = 12000 \text{ кН/м}^4$ за таблицею Н.8.1 [5].

Приведене значення k

$$K = \frac{2 \sum K_i F_i}{l_m} = \frac{2(4000 \cdot 0,816 + 12000 \cdot 0,544)}{2,72} = 7200 (\text{кН} / \text{м}^4).$$

При умовній ширині палі $b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,35 + 0,5 = 1,025 \text{ (м)}$, моменті інерції перерізу палі $I = d^4/12 = 0,35^4/12 = 0,00125 \text{ (м}^4)$; класі бетону палі за табл. 5.1 С25/30 (В30); модуль пружності матеріалу палі $E = 32,5 \cdot 10^6 \text{ кПа}$ [16]

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{7200 \cdot 1,025}{3 \cdot 32,5 \cdot 10^6 \cdot 125 \cdot 10^{-5}}} = 0,571 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

Розрахункова вільна довжина палі при жорсткому з'єднанні голови палі з ростверком

$$l_p = 0,7 \cdot l_1 = 0,7 \frac{2}{\alpha_c} = 0,7 \frac{2}{0,571} = 2,45 \text{ (м)}.$$

Несуча здатність палі за матеріалом стовбура в першому наближенні може бути визначена як для центрально стисненого стержня з урахуванням розрахункової довжини l_p і коефіцієнта поздовжнього згину φ [10, табл. 3.19].

При $l_p/b = 2,45/0,35 = 7$ коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,92$.

Несучу здатність залізобетонної палі за матеріалом визначаємо за формулою (5.13)

$$N_{Ed} = \gamma_c \varphi (R_b A_{\gamma_b} + R_s A_s) = 1 \cdot 0,92 (17000 \cdot 0,1225 \cdot 1 + 363000 \cdot 32,17 \cdot 10^{-4}) = 2990 (\text{кН}),$$

де $\gamma_c = 1$ при для збірних залізобетонних паль при розміром поперечного перерізу $d \geq 200$ мм;

коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_b = 1$ для збірних залізобетонних паль;

розрахункове значення міцності бетону класу C25/30 (B30) на стиск [16] $R_b (f_{cd}) = 17$ МПа;

розрахункове значення міцності арматури класу A400C на границі текучості [15] $R_s (f_{yd}) = 363$ МПа;

площа поперечного перерізу бетону $A = 0,35^2 = 0,1225$ (м²);

площа поперечного перерізу всієї поздовжньої арматури для палі С13-35 (за серією 3.500.1-1.93) 4Ø32 $A_s = 32,17$ см².

Опір палі від дії вертикального навантаження приймаємо як найменше значення з величин, що обчислені з умов міцності матеріалу палі і ґрунту, що утримує палю. Отже приймаємо розрахункове навантаження на палю $N_{Ed} = 627,4$ кН < 2990 кН.

7.2.5 Визначення потрібної кількості паль під стійку опори і конструювання ростверку

Навантаження, які передаються на рівні обрізу фундаменту (таблиця (7.1):

розрахункові граничні $N_m = 2950$ кН; $M_{x,m} = 410$ кНм; $M_{y,m} = 440$ кНм; $Q_{y,m} = 220$ кН.

розмір поперечного перерізу стояка опори $h_c = 0,8$ м; $b_c = 0,5$ м.

Кількість паль в фундаменті знаходять в залежності від розрахункових навантажень N_m та M_m , а також з урахуванням ваги ростверка і ґрунту на його уступах за формулою (5.14)

$$n \geq (1,1 \dots 1,2) N_m / N_{Ed} = \frac{1,2 \cdot 2950}{627,4} = 5,64 (\text{шт.}).$$

Приймаємо $n = 6$.

Відстані між осями паль приймаємо рівними $3 \cdot d = 3 \cdot 350 = 1050$ мм (d – сторона поперечного перерізу палі). Звисання ростверка (відстань між зовнішніми гранями палі та ростверка) не менше $e = 0,25$ м. План розміщення паль і габарити підшви ростверка наведені на рис. 7.8.

Визначимо мінімальні розміри підшви ростверка

$$l_p = (n_l - 1) \cdot d_{sl} + d + 2e_c = (3 - 1) \cdot 1,05 + 0,35 + 2 \cdot 0,25 = 2,95 \text{ (м)};$$

$$b_p = (n_b - 1) \cdot d_{sb} + d + 2e_c = (2 - 1) \cdot 1,05 + 0,35 + 2 \cdot 0,25 = 1,9 \text{ (м)},$$

де n_l , n_b – кількість паль у напрямку, відповідно довжини і ширини ростверка (рис. 7.8).

d_{sl} , d_{sb} – відстань між осями паль у напрямку, відповідно довжини і ширини ростверка.

Приймаємо $l_p = 3,0$ м; $b_p = 1,9$ м.

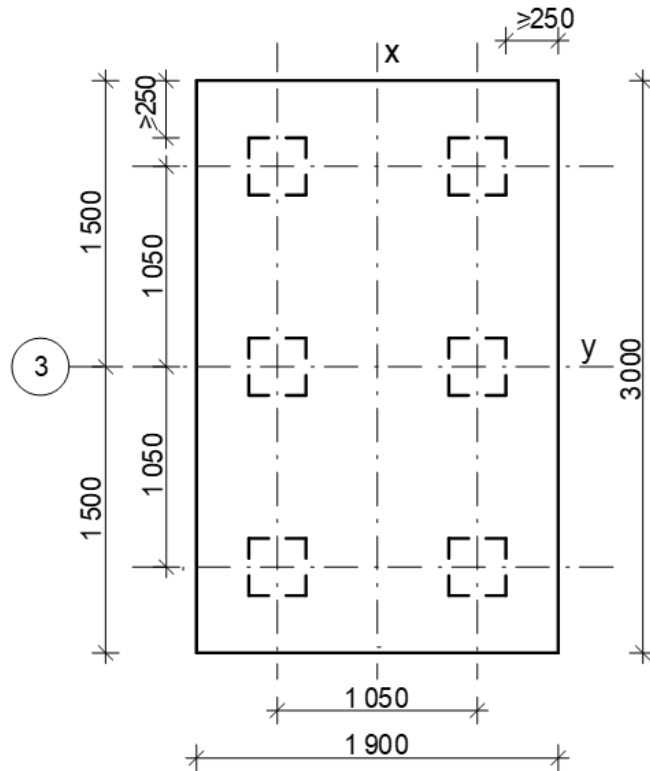


Рисунок 7.8 – План пальового куца у варіанті 1

Виконаємо перевірку розрахункових навантажень на крайні палі

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_m + G_p + G_{\text{паль}}}{n} \pm \frac{M_{x,m} \cdot y}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{M_{y,m} \cdot x}{\sum_1^n x_i^2} = \frac{3489}{6} \pm \frac{410 \cdot 0,525}{6 \cdot 0,525^2} \pm \frac{(440 + 220 \cdot 1,0) \cdot 1,05}{4 \cdot 1,05^2} =$$

$$= 581,5 \pm 130,2 \pm 157,2 = 581,5 \pm 287,4 (\text{кН}),$$

$$\text{де } N_d = N_m + G_p + G_{\text{сп}} + G_n = 2950 + 256,5 + 282,5 = 3489 \text{ (кН)};$$

$$A_p = l_p \cdot b_p = 3,0 \cdot 1,9 = 5,7 (\text{м}^2);$$

$$G_p + G_{\text{сп}} = A_p \cdot d \cdot \gamma_{\text{пт}} \cdot \gamma_{\text{фм}} = 5,7 \cdot 1,5 \cdot 24,0 \cdot 1,25 = 256,5 \text{ (кН)} (\gamma_{\text{фм}} = 1,25 \text{ за табл. 6.2}$$

[13]);

$$G_n = 6 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot (13,0 - 0,7) \cdot 25 \cdot 1,25 = 282,5 \text{ (кН)};$$

$$N_{\max} = 581,5 + 287,4 = 868,9 (\text{кН}) < 1,2 \cdot 627,4 = 752,9 (\text{кН}).$$

Необхідні умови міцності не виконуються.

Збільшимо кількість палей до 7 шт. План розміщення палей і габарити підшви ростверка наведені на рис. 7.9.

$$A_p = l_p \cdot b_p = 3,0 \cdot 3,0 = 9,0 (\text{м}^2);$$

$$G_p + G_{\text{сп}} = A_p \cdot d \cdot \gamma_{\text{пт}} \cdot \gamma_{\text{фм}} = 9,0 \cdot 1,5 \cdot 24,0 \cdot 1,25 = 405,0 \text{ (кН)};$$

$$G_n = 7 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot (13,0 - 0,7) \cdot 25 \cdot 1,25 = 329,6 \text{ (кН)};$$

$$N_d = N_m + G_p + G_{\text{сп}} + G_n = 2950 + 405,0 + 329,6 = 3684,6 \text{ (кН)}$$

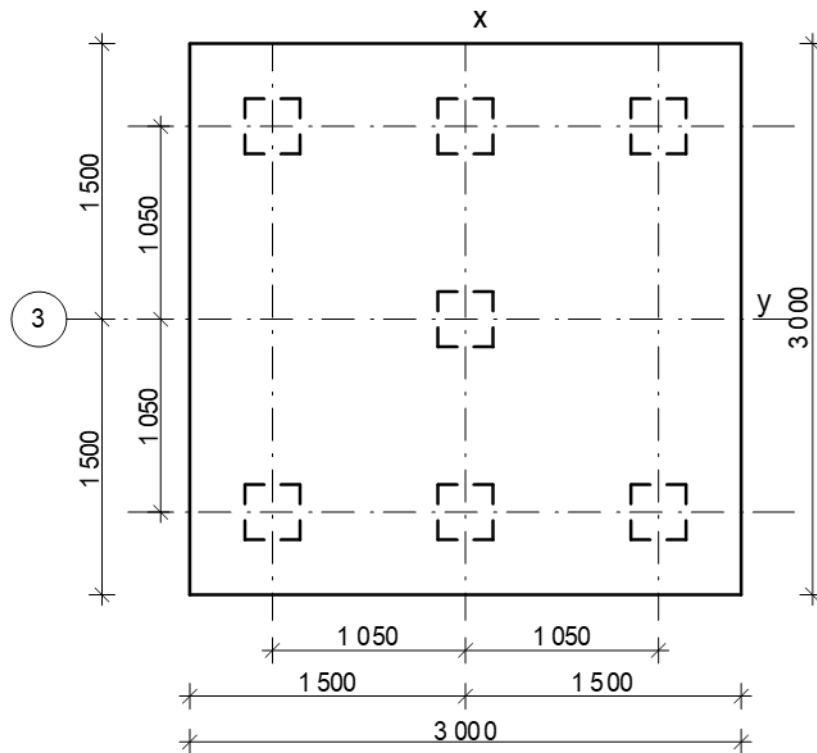


Рисунок 7.9 – План пального куща у варіанті 2

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_m + G_p + G_{паль}}{n} \pm \frac{M_{x,m} \cdot y}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{M_{y,m} \cdot x}{\sum_1^n x_i^2} = \frac{3684,6}{7} \pm \frac{410 \cdot 1,05}{4 \cdot 1,05^2} \pm \frac{(440 + 220 \cdot 1,0) \cdot 1,05}{6 \cdot 1,05^2} =$$

$$= 526,4 \pm 97,6 \pm 104,8 = 526,4 \pm 202,4 (\text{кН}),$$

$$N_{\max} = 526,4 + 202,4 = 728,8 (\text{кН}) < 1,2 \cdot 627,4 = 752,9 (\text{кН})$$

$$N_{\min} = 526,4 - 202,4 = 324,0 (\text{кН}) > 0.$$

Необхідні умови міцності виконуються.

На рис. 7.10 наведене конструктивне рішення ростверка.

7.2.6 Перевірка несучої здатності по ґрунту фундаменту з палів як умовного фундаменту мілкого закладання

Умовний фундамент приймаємо у формі прямокутного паралелепіпеда. Його розміри, визначені за рис. 5.5, наведені на рис. 7.6.

Усереднене значення кута внутрішнього тертя для ґрунтової товщі, яка прорізається палями (рис. 7.6) (кут внутрішнього тертя приймаємо для першої групи граничних станів).

$$\varphi_{l,m} = \frac{\varphi_{l,1} \cdot h_1 + \varphi_{l,2} \cdot h_2 + \varphi_{l,3} \cdot h_3 + \varphi_{l,4} \cdot h_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \frac{11 \cdot 1,0 + 20 \cdot 4,0 + 16 \cdot 5,9 + 29 \cdot 0,5}{11,4} = 17,5^\circ;$$

$$\frac{\varphi_m}{4} = \frac{17,5^\circ}{4} = 4,4^\circ; \quad \text{tg}(4,4^\circ) = 0,077.$$

Розміри ростверка в плані по зовнішніх гранях крайніх паль (рис. 7.9)
 $l_1 = b_1 = 2,45$ м.

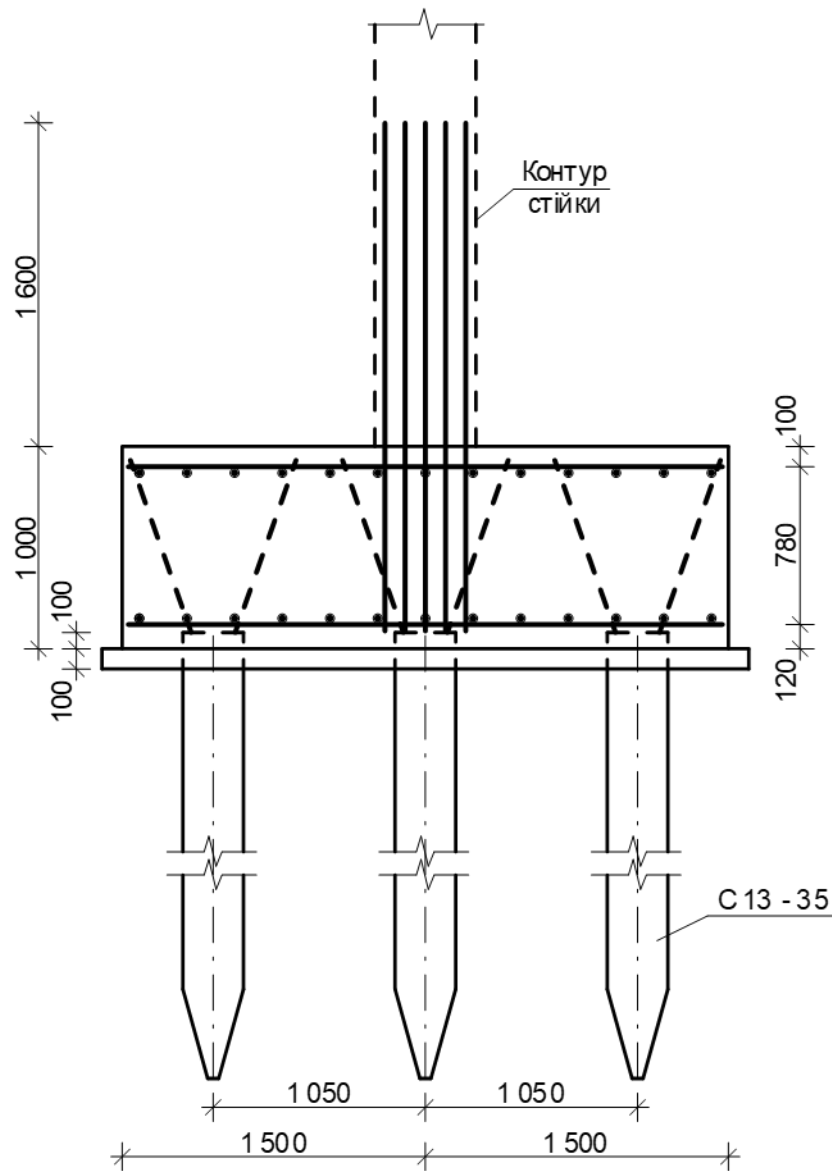


Рисунок 7.10 – Конструктивне рішення ростверка

Розміри умовного фундаменту в площині нижніх кінців паль

$$a_c = b_c = l_1 + 2d_1 \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{I,mt} / 4) = 2,45 + 2 \cdot 11,4 \cdot 0,077 = 4,2 \text{ (м)}.$$

Несуча здатність основи під подошвою умовного фундаменту мілкового закладення при роздільному розрахунку опор на тимчасові навантаження, які діють вздовж або поперек мосту, має задовольняти вимоги (5.18) з неперевикнення тиском по подошві умовного фундаменту розрахункового опору ґрунту основи.

Тиск по подошві визначається з урахуванням ваги ґрунтового масиву в межах умовного фундаменту разом з ростверком в ньому і палями.

Обчислимо об'єм паль (V_n), ростверка з ґрунтом на його уступах (V_{p+zp}), а також об'єм умовного фундаменту (V_y)

$$V_n = d^2 \cdot h \cdot n = 0,35^2 \cdot 11,4 \cdot 7 = 9,8 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_{p+zp} = A_p \cdot d = 9,0 \cdot 1,5 = 13,5 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_y = a_c \cdot b_c (d + d_1) = 4,2 \cdot 4,2 \cdot (1,5 + 11,4) = 227,6 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм ґрунту в межах умовного фундаменту

$$V_{zp} = V_y - V_{p+zp} - V_n = 227,6 - 13,5 - 9,8 = 204,3 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Вага ґрунту в об'ємі V'_{zp} , обчислена без врахування виважувальної дії води

$$G'_{zp} = V'_{zp} \cdot \gamma_{mt} = 204,3 \cdot 17,5 = 3575 \text{ (кН)},$$

$$\text{де } \gamma_{mt} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{17,1 \cdot 2,5 + 17,7 \cdot 4,0 + 17,5 \cdot 5,9 + 18,4 \cdot 0,5}{2,5 + 4,0 + 5,9 + 0,5} = \frac{225,8}{12,9} = 17,5 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

Повне розрахункове (граничне) вертикальне навантаження на рівні подошви умовного фундаменту

$$N_c = N_m + G_{zp} + G_{p+zp} + G_n = 2950 + (3575 + 13,5 \cdot 24 + 9,8 \cdot 25) \cdot 1,25 = 8130 \text{ (кН)}.$$

1. Перевіримо несучу здатність основи під подошвою умовного фундаменту в напрямку осі x (поперек осі опори) (рис. 7.9).

Горизонтальна складова зовнішнього навантаження в рівні подошви ростверку $F_h = 220$ кН.

Момент відносно головної осі горизонтального перерізу умовного фундаменту в рівні подошви ростверку

$$M_c = 440 + 220 \cdot 1,0 = 660 \text{ (кНм)}.$$

Середній p , кПа, і максимальний p_{max} , кПа тиск на ґрунт по подошві умовного фундаменту за формулами (5.19) та (5.20)

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c} = \frac{8130}{4,2 \cdot 4,2} = 460,9 \text{ (кПа)};$$

$$p_{max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c(3M_c + 2F_h d_1)}{b_c \left(\frac{k}{c_b} d_1^4 + 3a_c^3 \right)} = 460,9 + \frac{6 \cdot 4,2(3 \cdot 660 + 2 \cdot 220 \cdot 11,4)}{4,2 \left(\frac{1}{11,4} \cdot 11,4^4 + 3 \cdot 4,2^3 \right)} =$$

$$= 460,9 + 24,6 = 485,5 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунковий опір основи з нескельного ґрунту осьовому стиску R , кПа, під подошвою умовного фундаменту визначаємо за формулою (5.21).

Умовний опір ґрунту за табл. 5.11 $R_0 = 245$ кПа.

Глибина заглиблення фундаменту від поверхні ґрунту $d = 12,9$ м.

Усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище від подошви умовного фундаменту, обчислене без врахування виважувальної дії води $\gamma = 17,5$ кН/м³.

Коефіцієнти k_1 , k_2 , які приймаються відповідно до табл. 5.13 $k_1 = 0,1$, $k_2 = 3,0$.

Розрахунковий опір основи

$$R = 1,7 \{ R_0 [1 + k_1(b-2)] + k_2 \gamma(d-3) \} =$$

$$= 1,7 \cdot \{ 245 [1 + 0,1(4,2-2)] + 3,0 \cdot 17,5(12,9-3) \} = 1391,7 \text{ (кПа)}.$$

Перевіримо виконання умови (5.18)

$$p = 460,9 \text{ кПа} < \frac{R}{\gamma_n} = \frac{1391,7}{1,4} = 994 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\max} = 485,5 \text{ кПа} < \frac{\gamma_c R}{\gamma_n} = \frac{1,2 \cdot 1391,7}{1,4} = 1193 \text{ (кПа)}.$$

Необхідні граничні нерівності виконуються.

7.2.7 Розрахунок пальового фундаменту за деформаціями основи

Розрахунок за деформаціями відноситься до другої групи граничних станів, тому здійснюється на експлуатаційні (нормативні значення навантажень (таблиця (7.1):

$$N_e = 2370 \text{ кН}; M_{x,e} = 400 \text{ кНм}; M_{y,e} = 370 \text{ кНм}.$$

Вихідні дані для розрахунку приймаємо за рисунком 7.6. Розміри котловану під ростверки $b_k = 5 \text{ м}$; $l_k = 14 \text{ м}$ (передбачаємо єдиний котлован під три ростверки фундаментів опори).

Усереднене значення кута внутрішнього тертя для ґрунтової товщі, яка прорізається палями (рис. 7.6). Враховуємо розрахункові значення кута внутрішнього тертя для другої групи граничних станів.

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\varphi_{II,1} \cdot h_1 + \varphi_{II,2} \cdot h_2 + \varphi_{II,3} \cdot h_3 + \varphi_{II,4} \cdot h_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \frac{13 \cdot 1,0 + 23 \cdot 4,0 + 19 \cdot 5,9 + 32 \cdot 0,5}{11,4} = 20,4^\circ;$$

$$\frac{\varphi_{mt}}{4} = \frac{20,4^\circ}{4} = 5,1^\circ; \quad tg(5,1^\circ) = 0,089.$$

Розміри умовного фундаменту в площині нижніх кінців паль

$$l_y = b_y = l_1 + 2h \cdot tg(\varphi_{II,mt} / 4) = 2,45 + 2 \cdot 11,4 \cdot 0,089 = 4,48 \text{ (м)}.$$

Визначимо тиск під подошвою умовного фундаменту, спричинений розрахунковим експлуатаційним навантаженням на обрізі пальового фундаменту, вагою паль, ростверка та ґрунту, які знаходяться в межах умовного фундаменту.

Об'єм умовного фундаменту (V_y)

$$V_y = l_y \cdot b_y \cdot (d + d_1) = 4,48 \cdot 4,48 \cdot (1,5 + 11,4) = 258,9 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм ґрунту в межах умовного фундаменту

$$V_{gp} = V_y - V_{p+gp} - V_n = 258,9 - 13,5 - 9,8 = 235,6 \text{ (м}^3\text{)}$$

Вага ґрунту в об'ємі V'_{gp}

$$G'_{gp} = V'_{gp} \cdot \gamma_{mt} = 235,6 \cdot 17,5 = 4123 \text{ (кН)}.$$

Повне розрахункове експлуатаційне навантаження на рівні подошви умовного фундаменту

$$N_\Sigma = N_e + G'_{gp} + G_{p+gp} + G_n = 2370 + 4123 + 13,5 \cdot 24 + 9,8 \cdot 25 = 7062 \text{ (кН)}.$$

Тиск під подошвою умовного фундаменту

$$p = N_\Sigma / A_y = 7062 / (4,48 \cdot 4,48) = 352 \text{ (кПа)}.$$

Момент опору умовного фундаменту $W = \frac{b_y \cdot l_y^2}{6} = \frac{4,48 \cdot 4,48^2}{6} = 15,0 \text{ (м}^3\text{)}.$

Крайові і кутове значення тиску по підшві умовного фундаменту

$$P_{\min}^{\max,x} = \frac{N_{\Sigma}}{A_y} \pm \frac{M_x}{W} = \frac{7062}{4,48^2} \pm \frac{400}{15,0} = 352 \pm 26,7 \text{ (кПа)};$$

$$P_{\min}^{\max,y} = \frac{N_{\Sigma}}{A_y} \pm \frac{M_y}{W} = \frac{7062}{4,48^2} \pm \frac{370}{15,0} = 352 \pm 24,7 \text{ (кПа)};$$

$$P_{\max,кут} = \frac{N_{\Sigma}}{A_y} + \frac{M_x}{W} + \frac{M_y}{W} = 352 + 26,7 + 24,7 = 403,4 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту для другої групи граничних станів

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b_y \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot (d_1 + d) \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}] =$$

$$= \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} (1,34 \cdot 1 \cdot 4,48 \cdot 9,76 + 6,34 \cdot 12,9 \cdot 8,9 + 8,55 \cdot 0) = 1201 \text{ (кПа)},$$

де M_{γ} , M_q , M_c - коефіцієнти, прийняті за [5] при $\varphi_{II} = 32^\circ$;

$k_z = 1$; $b_y = 4,48 \text{ м}$;

$\gamma_{II} = 9,76 \text{ кН/м}^3$ (пісок з урахуванням виважувальної дії води);

$$\gamma_{II}' = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{8,47 \cdot 2,5 + 8,94 \cdot 4,0 + 9,03 \cdot 5,9 + 9,76 \cdot 0,5}{2,5 + 4,0 + 5,9 + 0,5} = \frac{115,1}{12,9} = 8,9 \text{ (кН/м}^3\text{)};$$

γ_{c1} , γ_{c2} за [5]; $k = 1,1$.

Перевіримо граничні нерівності другої групи граничних станів

$$p = 352 \text{ кПа} < R = 1201 \text{ кПа};$$

$$p_{\max,x} = 352 + 26,7 = 378,7 \text{ (кПа)} < 1,2R = 1,2 \cdot 1201 = 1441 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{\max,y} = 352 + 24,7 = 376,7 \text{ (кПа)} < 1,2R = 1,2 \cdot 1201 = 1441 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{\max,кут} = 403,4 \text{ кПа} < 1,5R = 1,5 \cdot 1201 = 1801 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{\min,x} = 352 - 26,7 = 325,3 \text{ (кПа)} > 0.$$

Осідання пального фундаменту знаходимо методом пошарового підсумовування. Розрахункова схема умовного фундаменту наведена на рис. 7.11.

Розрахункове експлуатаційне навантаження на рівні підшви умовного фундаменту без врахування власної ваги ґрунту в межах умовного фундаменту

$$N_{\Sigma} = N_e + G_{zp} + G_{p+гр} + G_n = 2370 + 13,5 \cdot 24 + 9,8 \cdot 25 = 2939 \text{ (кН)}.$$

Тиск під підшвою умовного фундаменту без врахування власної ваги ґрунту в межах умовного фундаменту

$$p = N_{\Sigma} / A_y = 2939 / (4,48 \cdot 4,48) = 146,4 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшви умовного фундаменту (за умови $d = d_n$)

$$\sigma_{z,q,0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 8,47 \cdot 2,5 + 8,94 \cdot 4,0 + 9,03 \cdot 5,9 + 9,76 \cdot 0,5 = 115,1 \text{ (кПа)}.$$

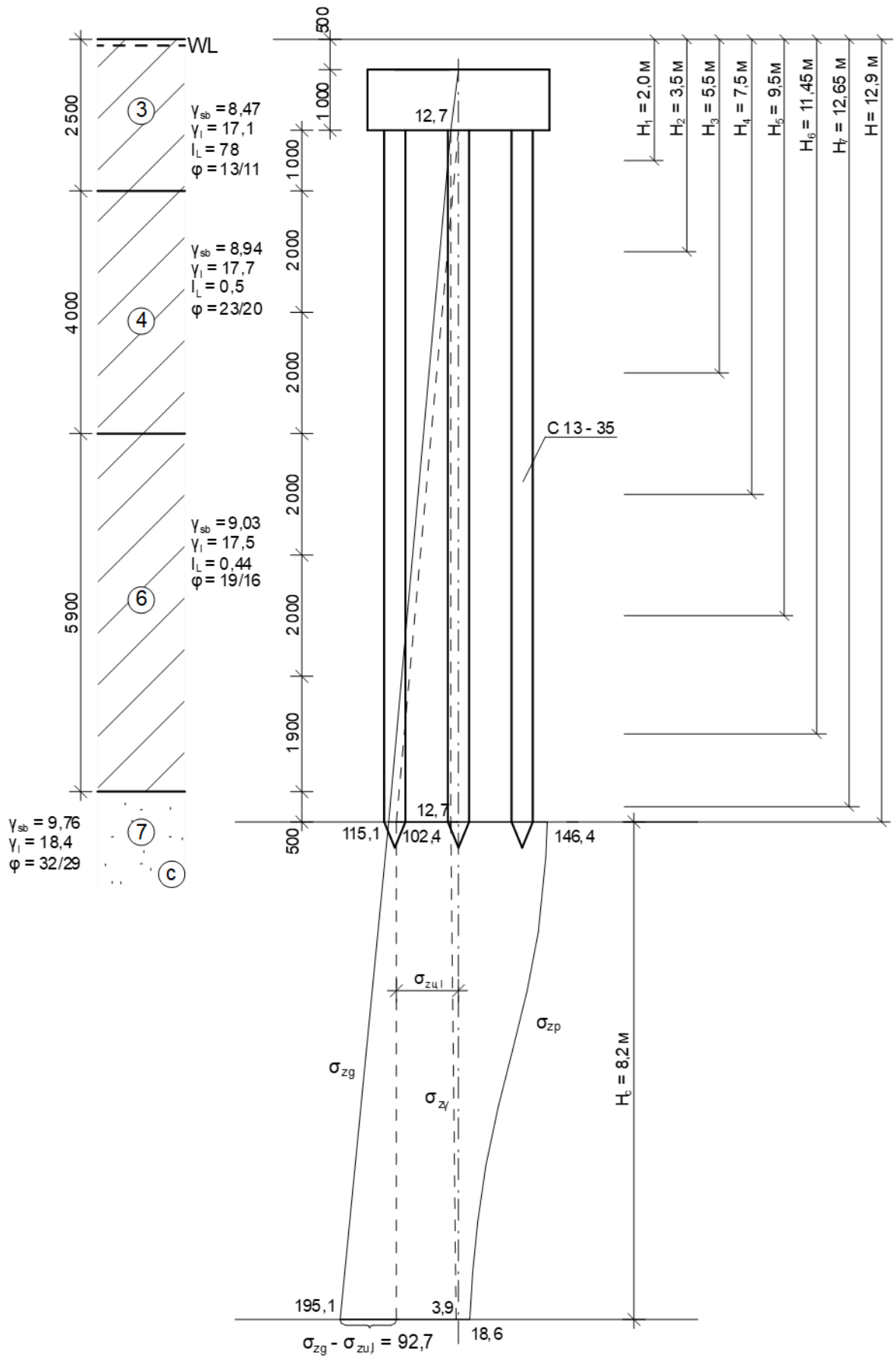


Рисунок 7.11 – Розрахункова схема для розрахунку осідань

Тиск від власної ваги ґрунту, вийнятого котловану, в рівні підоснови ростверка $\sigma_{zq,0}' = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 8,47 \cdot 1,5 = 12,7$ (кПа).

Напруження від власної ваги ґрунту в межах від підоснови ростверку до п'яти палі

$$\sigma_{zu,l} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 8,47 \cdot 1,0 + 8,94 \cdot 4,0 + 9,03 \cdot 5,9 + 9,76 \cdot 0,5 = 102,4 \text{ (кПа)}.$$

Початкове значення тиску від власної ваги ґрунту в рівні підоснови умовного фундаменту для пошуку межі стисливої товщі

$$\sigma_{zq,0} - \sigma_{zu,l} = 115,1 - 102,4 = 12,7 \text{ (кПа)}.$$

Товщину *i*-го елементарного шару ґрунту приймаємо постійною

$$h_i = 0,2 \cdot b_y = 0,2 \cdot 4,48 = 0,896 \text{ (м)}.$$

Співвідношення сторін умовного фундаменту $\eta = l_y / b_y = 4,48 / 4,48 = 1,0$.

Співвідношення сторін котловану $\eta = l_x / b_x = 14 / 5 = 2,8$.

Оскільки ширина підоснови умовного фундаменту $b_y = 4,48 \text{ м} < 5 \text{ м}$, то нижню межу стисливої товщі знаходимо за формулою $\sigma_{zp,i} < 0,2(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,l})$.

Подальший розрахунок виконаємо у вигляді таблиці 7.5. Осідання знаходимо за формулою (5.43) без урахування другої складової, оскільки глибина котловану під ростверк не перевищує 5 м.

Таблиця 7.5 – Розрахунок осідання пального фундаменту

| $z, \text{ м}$ | $\xi = \frac{2 \cdot z}{b_y}$ | α | $\frac{2z}{b_k}$ | α_k | $\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$ | $\sigma_{zy,i}, \text{ кПа}$ | $(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,l}), \text{ кПа}$ | $\sigma_{zp,i}^{сер}, \text{ кПа}$ | $\sigma_{zy,i}^{сер}, \text{ кПа}$ | $E_i, \text{ кПа}$ | $S_i, \text{ м}$ |
|------------------------------|-------------------------------|----------|------------------|------------|------------------------------|------------------------------|--|------------------------------------|------------------------------------|--------------------|------------------|
| 0 | 0 | 1 | 0 | 1 | 146,4 | 12,7 | 12,7 | | | | |
| 0,896 | 0,4 | 0,960 | 0,358 | 0,983 | 140,6 | 12,5 | 21,4 | 143,5 | 12,6 | 25000 | 0,003753 |
| 1,79 | 0,8 | 0,800 | 0,717 | 0,903 | 117,1 | 11,5 | 30,2 | 128,8 | 12,0 | 25000 | 0,003351 |
| 2,69 | 1,2 | 0,606 | 1,075 | 0,787 | 88,8 | 10,0 | 38,9 | 102,9 | 10,7 | 25000 | 0,002644 |
| 3,58 | 1,6 | 0,449 | 1,434 | 0,672 | 65,8 | 8,5 | 47,7 | 77,3 | 9,26 | 25000 | 0,00195 |
| 4,48 | 2 | 0,336 | 1,792 | 0,571 | 49,2 | 7,25 | 56,4 | 57,5 | 7,89 | 25000 | 0,001422 |
| 5,38 | 2,4 | 0,257 | 2,150 | 0,487 | 37,6 | 6,2 | 65,17 | 43,4 | 6,7 | 25000 | 0,001052 |
| 6,272 | 2,8 | 0,201 | 2,5088 | 0,417 | 29,4 | 5,3 | 73,9 | 33,5 | 5,7 | 25000 | 0,000796 |
| 7,17 | 3,2 | 0,160 | 2,867 | 0,359 | 23,5 | 4,56 | 82,7 | 26,4 | 4,9 | 25000 | 0,000617 |
| 8,06 | 3,6 | 0,131 | 3,226 | 0,311 | 19,1 | 3,95 | 91,4 | 21,3 | 4,26 | 25000 | 0,000488 |
| 8,20 | 3,661 | 0,127 | 3,28 | 0,305 | 18,6 | 3,87 | 92,7 | 18,8 | 3,9 | 25000 | 6,49E-05 |
| $\sum_{i=1}^n S_i = 0,01614$ | | | | | | | | | | | |

На глибині $z = 8,2 \text{ м} > b_y/2 = 2,24 \text{ м}$ від підоснови фундаменту виконується умова межі стисливої товщі $\sigma_{zp,i} = 18,6 \text{ кПа} \leq 0,2(\sigma_{zg,i} - \sigma_{zu,l}) = 0,2 \cdot 92,7 = 18,6 \text{ (кПа)}$.

У результаті розрахунків, наведених у таблиці 7.5, осідання фундаменту $S = 1,614$ см.

Допустиме значення осідання за формулою (5.24)

$$s_u = 1,5 \cdot 10^{-2} \sqrt{L} = 1,5 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{18} = 0,0636 \text{ (м)}.$$

Умова $S = 1,614 \text{ см} < S_u = 6,36 \text{ см}$ виконується.

7.3 Розрахунок кутникової підпірної стінки

Конструктивні розміри підпірної стінки приймаємо згідно з варіантом 1 (додаток Е), передбаченим індивідуальним завданням. Маємо кутникову підпірну стіну консольного типу з висотою $h = 3,0$ м, висотою підпору ґрунту $y = 2,2$ м, глибиною закладання підшви стінки $d = 0,8$ м. Навантаження на призмі зрушення рівномірно розподілене інтенсивністю $q = 25$ кПа. Геометричні розміри стіни і положення її в ґрунті згідно з геологічним розрізом (рис. 7.5) наведені на рис. 7.12.

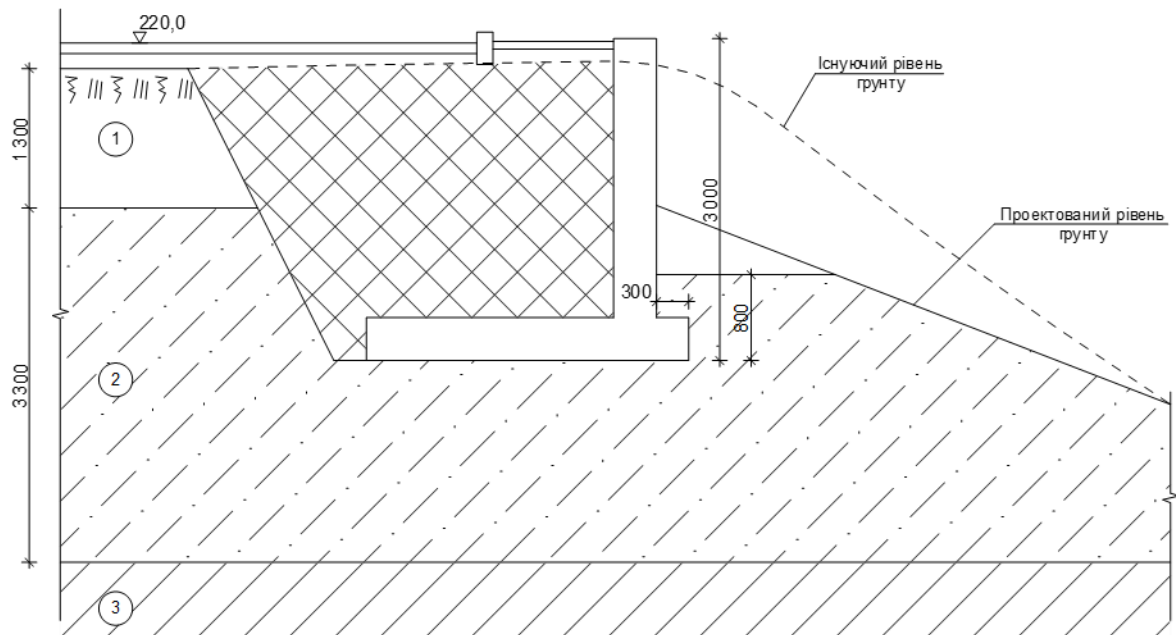


Рисунок 7.12 – Геометричні розміри стіни і положення її в ґрунті

7.3.1 Визначення тиску ґрунту на підпірну стінку

Ґрунт засипки (пісок дрібний) за варіантом 10 індивідуального завдання має наступні характеристиками: $\gamma^n = 17$ кН/м³, $\varphi^n = 32^\circ$, $c^n = 0$. Модуль деформації ґрунту засипки $E = 2 \cdot 10^4$ кПа.

Ґрунт основи природний ПЕ 2 (таблиця 7.3) (супісок твердий) з характеристиками:

$$\gamma_I = 1,05 \cdot 17,5 = 18,4 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \right); \quad \gamma_{II} = 17,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = 21^\circ; \quad \varphi_{II} = 24^\circ;$$

$$c_I = 15 \text{ (кПа)}; \quad c_{II} = 23 \text{ кПа}.$$

Характеристики ґрунту засипки для першої та другої груп граничних станів:

$$\gamma_I = 1,05 \cdot 17 = 18 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{II} = 17 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = 32^\circ / 1,1 = 29^\circ; \quad \varphi_{II} = 32^\circ;$$

$$c_I = 0; \quad c_{II} = 0.$$

Розрахункові характеристики ґрунту засипки:

$$\gamma'_I = 0,95 \cdot 18 = 17 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma'_{II} = 0,95 \cdot 17 = 16 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi'_I = 0,9 \cdot 29^\circ = 26^\circ; \quad \varphi'_{II} = 0,9 \cdot 32^\circ = 29^\circ;$$

$$c'_I = 0; \quad c'_{II} = 0.$$

За рис. 6.1 приймаємо попередньо ширину підшови стінки $b = 3,0$ м. Розрахункова схема стінки наведена на рис. 7.13.

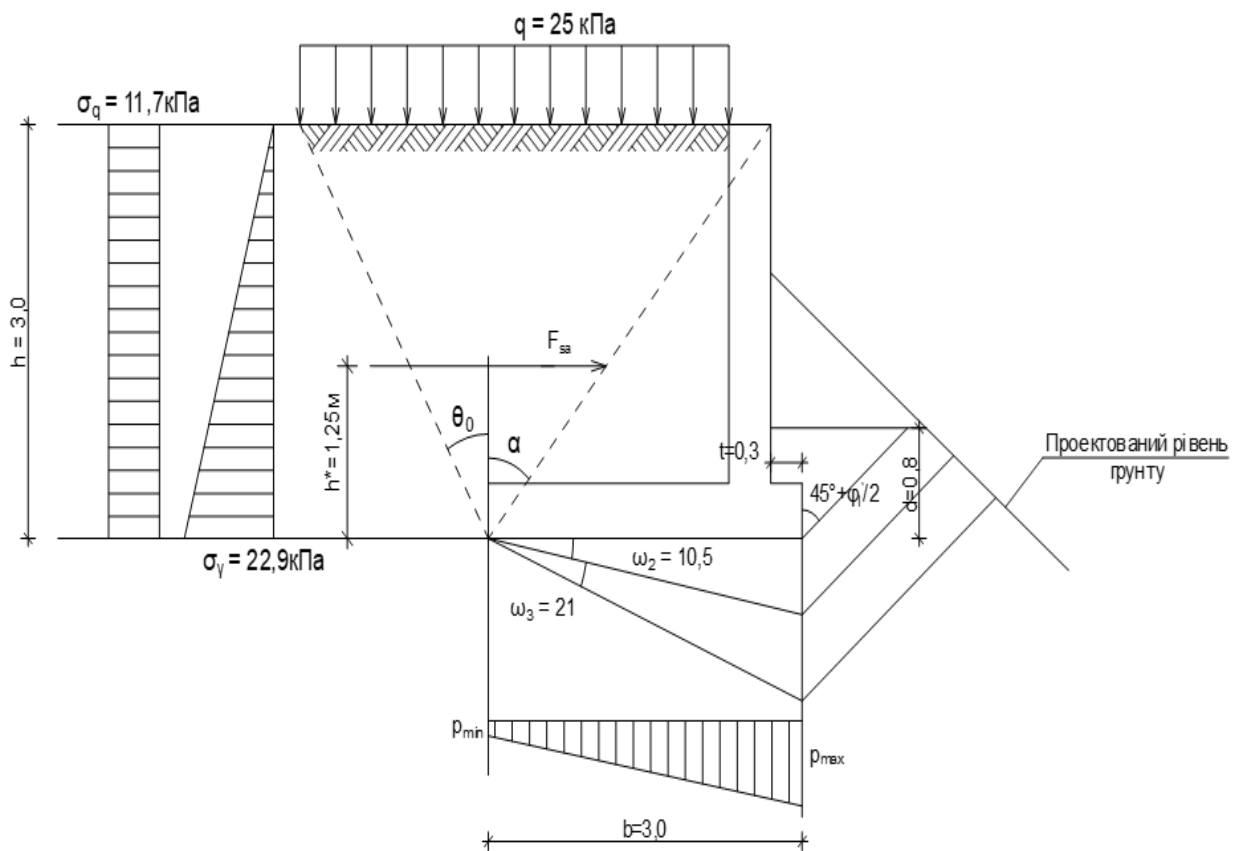


Рисунок 7.13 – Розрахункова схема підпірної стіни

Умовний кут площини обвалення

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b - t}{h} = 2,7 / 3,0 = 0,9;$$

$\alpha = 42^\circ$, що більше ніж $(45^\circ - \varphi/2) = 45^\circ - 26/2 = 32^\circ$. Приймаємо $\alpha = 32^\circ$.

Коефіцієнт активного тиску ґрунту за формулою (6.4) при $\delta = \varphi'_I = 26^\circ$; $\rho = 0$ (горизонтальна поверхня засипки)

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \rho)}} \right)} \right]^2 =$$

$$= \left[\frac{\cos(26 - 32)}{\cos 32 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(26 + 26) \sin(26 - 0)}{\cos(32 + 26) \cos(32 - 0)}} \right)} \right]^2 = 0,39.$$

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги на глибині $z = h = 3$ м визначаємо за формулою (6.15).

Коефіцієнти, що враховують зчеплення ґрунту за формулами (6.16) та (6.17) не підраховуємо, оскільки $c'_1 = 0$.

$$\sigma_\gamma = [\gamma' \gamma_f z \lambda_a - c'_1 (k_1 + k_2)] z/h = [17 \cdot 1,15 \cdot 3 \cdot 0,39 - 0] 3/3 = 22,9 \text{ кПа.}$$

Інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження визначаємо за формулою (6.19):

$$\sigma_q = q \gamma_f \lambda = 25 \cdot 1,2 \cdot 0,39 = 11,7 \text{ кПа.}$$

$$\operatorname{tg} \theta_0 = \frac{\cos \varphi'_1 - \sqrt{\lambda}}{\sin \varphi'_1} = \frac{\cos 26^\circ - \sqrt{0,39}}{\sin 26^\circ} = 0,626; \quad \theta_0 = 32^\circ.$$

7.3.2 Розрахунок стійкості положення стіни проти зсуву

Розрахунок стійкості стіни проти зрушення виконується з умови (6.25).

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,9$ для глинистих ґрунтів у стабілізованому стані.

Коефіцієнт надійності за призначенням споруд $\gamma_n = 1,15$ для споруд класу СС2.

Зрушувальну силу F_{sa} визначаємо за формулами (6.26)

$$E_{ah} = \sigma_{\gamma ah} h / 2 = 22,9 \cdot 3,0 / 2 = 34,4 (\text{кН});$$

$$E_{qh} = \sigma_{qh} h_q = 11,7 \cdot 3,0 = 35,1 (\text{кН});$$

$$F_{sa} = E_{ah} + E_{qh} = 34,4 + 35,1 = 69,5 (\text{кН}).$$

Розрахунок на зрушення виконується при трьох можливих положеннях поверхні зсуву нижче підшви фундаменту (рис. 7.13):

- по підшві фундаменту ($\omega_1 = 0$);
- по ламаній поверхні при $\omega_2 = \varphi_1/2$;
- по ламаній поверхні при $\omega_3 = \varphi_1$.

1 випадок ($\omega_1 = 0$)

Суму проекцій всіх сил на вертикальну площину визначаємо за формулою (6.28):

$$\begin{aligned}
N &= F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_1') + \gamma_1' \cdot \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \cdot \operatorname{tg} \omega \cdot \frac{b^2}{2} = \\
&= 69,5 \cdot \operatorname{tg}(32 + 26) + 17 \cdot 1,2 \cdot [3,0(3,0 - 0,3)/2 + 0,3 \cdot 0,8] + 18,4 \cdot \operatorname{tg} 0 \cdot 3,0^2 / 2 = \\
&= 198,7 (\kappa H).
\end{aligned}$$

Пасивний опір ґрунту E_p визначаємо при $h_p = d = 0,8$ м;
 $\gamma_1 = 18,4$ кН/м³; $\lambda_p = 1$; $c_1 = 0$

$$E_p = \gamma_1 h_p^2 \lambda_p / 2 + c_1 h_p (\lambda_p - 1) / \operatorname{tg} \varphi_1 = 18,4 \cdot 0,8^2 \cdot 1 / 2 + 0 = 5,9 (\kappa H).$$

Утримуючу силу F_{sr} визначаємо за формулою (6.27):

$$F_{sr} = N \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 - \omega) + b \cdot c_1 + E_p = 198,7 \cdot \operatorname{tg}(21 - 0) + 3,0 \cdot 15 + 5,9 = 127,2 (\kappa H).$$

Перевіримо стійкість стіни з умови (6.25)

$$F_{sa} = 69,5 \kappa H \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 127,2}{1,15} = 99,5 (\kappa H).$$

Умова задовільнена.

2 випадок ($\omega_2 = \varphi_1 / 2 = 10,5^\circ$)

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_1' / 2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 26^\circ / 2) = 2,56;$$

$$\begin{aligned}
N &= F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_1') + \gamma_1' \cdot \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \cdot \operatorname{tg} \omega \cdot \frac{b^2}{2} = \\
&= 69,5 \cdot \operatorname{tg}(32 + 26) + 17 \cdot 1,2 \cdot [3,0(3,0 - 0,3)/2 + 0,3 \cdot 0,8] + 18,4 \cdot \operatorname{tg} 10,5^\circ \cdot 3,0^2 / 2 = \\
&= 214,1 (\kappa H).
\end{aligned}$$

Пасивний опір ґрунту E_p визначаємо при $h_p = d + b \operatorname{tg} \omega = 0,8 + 3,0 \operatorname{tg} 10,5^\circ = 1,36$ м:

$$E_p = \gamma_1 h_p^2 \lambda_p / 2 + c_1 h_p (\lambda_p - 1) / \operatorname{tg} \varphi_1 = 18,4 \cdot 1,36^2 \cdot 2,56 / 2 + 0 = 43,6 (\kappa H).$$

$$F_{sr} = N \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 - \omega) + b \cdot c_1 + E_p = 214,1 \cdot \operatorname{tg}(21 - 10,5) + 3,0 \cdot 15 + 43,6 = 128,3 (\kappa H).$$

$$F_{sa} = 69,5 \kappa H \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 128,3}{1,15} = 100,4 (\kappa H).$$

Умова задовільнена.

3 випадок ($\omega_3 = \varphi_1 = 21^\circ$)

$$\begin{aligned}
N &= F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_1') + \gamma_1' \cdot \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \cdot \operatorname{tg} \omega \cdot \frac{b^2}{2} = \\
&= 69,5 \cdot \operatorname{tg}(32 + 26) + 17 \cdot 1,2 \cdot [3,0(3,0 - 0,3)/2 + 0,3 \cdot 0,8] + 18,4 \cdot \operatorname{tg} 21^\circ \cdot 3,0^2 / 2 = \\
&= 230,5 (\kappa H).
\end{aligned}$$

$$h_p = d + b \operatorname{tg} \omega = 0,8 + 3,0 \operatorname{tg} 21^\circ = 1,95 \text{ м};$$

$$E_p = \gamma_1 h_p^2 \lambda_p / 2 + c_1 h_p (\lambda_p - 1) / \operatorname{tg} \varphi_1 = 18,4 \cdot 1,95^2 \cdot 2,56 / 2 + 0 = 89,6 (\kappa H).$$

$$F_{sr} = N \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 - \omega) + b \cdot c_1 + E_p = 230,5 \cdot \operatorname{tg}(18 - 18) + 3,0 \cdot 15 + 89,6 = 134,6 (\kappa H).$$

$$F_{sa} = 69,5 \kappa H \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 134,6}{1,15} = 105,3 (\kappa H).$$

Умова (6.25) в усіх трьох випадках задоволена, стійкість стіни проти зсуву забезпечена.

Відповідно до п. 6.3:

$$tg \delta_1 = F_{sa}/N = 69,5/198,7 = 0,35;$$

$$tg \delta_1 = 0,35 < \sin \varphi_1 = 0,358; \delta_1 = 19^\circ.$$

Отже потрібний розрахунок міцності ґрунтової основи.

7.3.3 Розрахунок міцності ґрунтової основи

Міцність ґрунтової основи перевіряємо за формулою (6.29).

Відстань від рівнодіючої зсувної сили до низу підоснови стіни визначаємо за формулою (6.32) [17]

$$h^* = [E_{ah}h/3 + E_{qh}(h - h_a - h_q/2)]/F_{sa} = [34,4 \cdot 3,0/3 + 35,1(3,0 - 0 - 3,0/2)]/69,5 = 1,25 \text{ (м)}.$$

Суму моментів всіх вертикальних і горизонтальних сил відносно осі, що проходить через центр ваги підоснови, визначаємо за формулою (6.31)

$$M_0 = F_{sa}[h^* - tg(\alpha + \varphi_1')(\frac{b}{2} - h^*tg\alpha)] + \gamma_1\gamma_f(b-t)[h(b-4t) + 6dt]/12 = 69,5[1,25 - tg(32^\circ + 26^\circ)(3,0/2 - 1,25tg32^\circ)] + 17,0 \cdot \frac{1,2(3,0 - 0,3)[3,0(3,0 - 4 \cdot 0,3) + 6 \cdot 0,8 \cdot 0,3]}{12} = 6,9 + 31,4 = 38,3 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

Ексцентриситет прикладення рівнодіючої

$$e = M_0/N = 38,3/198,7 = 0,193 \text{ (м)}$$

Приведена ширина підоснови стінки

$$b' = b - 2e = 3,0 - 2 \cdot 0,193 = 2,61 \text{ (м)}.$$

За таблицею Ж.1 [5] при $\varphi_1 = 21^\circ$; $\delta_1 = 19^\circ$; $N_\gamma = 0,612$; $N_q = 3,284$; $N_c = 5,81$. Вертикальну складову сили граничного опору основи визначаємо за формулою (6.30)

$$N_u = b'(N_\gamma b' \gamma_I + N_q \gamma_I' d + N_c c_I) = 2,61 \cdot (0,612 \cdot 2,61 \cdot 18,4 + 3,284 \cdot 17 \cdot 0,8 + 5,81 \cdot 15) = 420,7 \text{ (кН)}.$$

Перевіримо умову (6.29)

$$N = 198,7 \text{ кН} < 0,9 \cdot 420,7/1,15 = 329,2 \text{ (кН)}.$$

Міцність основи забезпечена.

7.3.4 Розрахунок основи за деформаціями

Розрахунок за деформаціями вважається задоволеним, якщо виконуються умови (6.33).

Розрахунковий опір ґрунту основи R визначаємо за формулою (5.35)

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d \gamma_{II}' + M_c c_{II}) = 1,25 \cdot \frac{1,0}{1,0} (0,72 \cdot 3,0 \cdot 17,5 + 3,87 \cdot 0,8 \cdot 16,0 + 6,45 \cdot 23) = 294,6 \text{ (кПа)},$$

де $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,0$ [5]; $k = 1,0$; $M_\gamma = 0,72$; $M_q = 3,87$; $M_c = 6,45$ (за табл. Е.8 [5] при $\varphi_{II} = 24^\circ$ для ґрунту основи); $d = 0,8$ м.

Коефіцієнт активного тиску ґрунту за формулою (6.4) для другої групи граничних станів при $\delta = \varphi_{II} = 29^\circ$; $\rho = 0$ (горизонтальна поверхня засипки). $\alpha = 42^\circ$, що більше ніж $(45^\circ - \varphi/2) = 45^\circ - 29/2 = 30,5^\circ$. Приймаємо $\alpha = 30,5^\circ$.

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \rho)}} \right)} \right]^2 =$$

$$= \left[\frac{\cos(29 - 30,5)}{\cos 30,5 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(29 + 29) \sin(29 - 0)}{\cos(30,5 + 29) \cos(30,5 - 0)}} \right)} \right]^2 = 0,347.$$

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги на глибині $z = h = 3$ м визначаємо за формулою (6.15).

Коефіцієнти, що враховують зчеплення ґрунту за формулами (6.16) та (6.17) не підраховуємо, оскільки $c'_1 = 0$.

$$\sigma_\gamma = [\gamma'_{II} \gamma_f z \lambda_a - c'_1(k_1 + k_2)] z/h = [16 \cdot 1,15 \cdot 3 \cdot 0,347 - 0] 3/3 = 19,2 \text{ (кПа)}.$$

Інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження визначаємо за формулою (6.19):

$$\sigma_q = q \gamma_f \lambda = 25 \cdot 1,0 \cdot 0,347 = 8,7 \text{ кПа}.$$

Зрушувальну силу F_{sa} визначаємо за формулами (6.26)

$$E_{ah} = \sigma_{\gamma ah} h / 2 = 19,2 \cdot 3,0 / 2 = 28,8 \text{ (кН)};$$

$$E_{qh} = \sigma_{qh} h_q = 8,7 \cdot 3,0 = 26,1 \text{ (кН)};$$

$$F_{sa} = E_{ah} + E_{qh} = 28,8 + 26,1 = 54,9 \text{ (кН)}.$$

Відстань від рівнодіючої зсувної сили до низу підосви стіни визначаємо за формулою (6.32) [17]

$$h^* = [E_{ah} h / 3 + E_{qh} (h - h_a - h_q / 2)] / F_{sa} = [28,8 \cdot 3,0 / 3 + 26,1(3,0 - 0 - 3,0 / 2)] / 54,9 = 1,24 \text{ (м)}.$$

Суму моментів всіх вертикальних і горизонтальних сил відносно осі, що проходить через центр ваги підосви, визначаємо за формулою (6.31)

$$M_0 = F_{sa} [h^* - tg(\alpha + \varphi'_{II}) (\frac{b}{2} - h^* tg \alpha)] + \gamma'_{II} \gamma_f (b - t) [h(b - 4t) + 6dt] / 12 = 54,9 [1,24 - tg(30,5^\circ + 29^\circ) (3,0/2 - 1,24 tg 30,5^\circ)] + 16,0 \cdot \frac{1,0(3,0 - 0,3)[3,0(3,0 - 4 \cdot 0,3) + 6 \cdot 0,8 \cdot 0,3]}{12} = -3,7 + 24,6 = 20,9 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

$$N = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_{II}') + \gamma_{II}' \cdot \gamma_f [h(b-t)/2 + td] =$$

$$= 54,9 \cdot \operatorname{tg}(30,5 + 29) + 16 \cdot 1,0 \cdot [3,0(3,0 - 0,3)/2 + 0,3 \cdot 0,8] = 161,8 (\text{кН}).$$

Ексцентриситет прикладення рівнодіючої

$$e = \frac{M_0}{N} = \frac{20,9}{161,8} = 0,129 \text{ (м)} < \frac{b}{6} = \frac{3,0}{6} = 0,5 \text{ (м)}.$$

Тиск по краям на ґрунт визначаємо за формулою

$$p_{\max} = N(1 \pm 6e/b)/b = 161,8 (1 \pm 6 \cdot 0,129/3,0)/3,0 [\text{кПа}];$$

$$p_{\max} = 67,8 \text{ кПа} < 1,2R = 353,5 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = 40,0 \text{ кПа}.$$

Розрахунок основи за деформаціями задовільнений.

7.3.5 Визначення прогину верху стіни

Розмір нижнього перерізу вертикального елемента кутникової стіни t_n рекомендується призначати не менше ніж величина $h_0/15$ (h_0 – висота стіни від її верху до рівня сполучення з плитою).

Приймаємо товщину плитної частини і вертикального елемента стінки 400 мм виходячи з технологічних міркувань влаштування монолітної конструкції, що більше, ніж $h_0/15 = (3,0 - 0,4)/15 = 0,18$ (м).

Клас бетону для стінки приймаємо В25 (табл. 3.4 [10]), $E_b = 30000$ МПа (табл. 3.11 [10]).

Жорсткість вертикального елемента стіни за формулою (6.35)

$$B = kE_b I_b = 0,35 \cdot 30000 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,4^3}{12} = 56 \text{ МНм}^2 / \text{м}.$$

Горизонтальне переміщення верху стіни Δ за наявності суцільного рівномірно розподіленого навантаження на призмі обвалення визначають за формулою (6.36).

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги на глибині $z = h_0 = 2,6$ м визначаємо за формулою (6.15).

$$\sigma_\gamma = [\gamma_{II}' \gamma_f z \lambda_a - c_1 (k_1 + k_2)] z/h = [16 \cdot 1,15 \cdot 3 \cdot 0,347 - 0] 2,6/3 = 16,6 \text{ (кПа)}.$$

Інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження визначаємо за формулою (6.19):

$$\sigma_q = q \gamma_f \lambda = 25 \cdot 1,0 \cdot 0,347 = 8,7 \text{ кПа}.$$

Горизонтальне переміщення верху стіни

$$\Delta = \frac{(4\sigma_{ay} + 15\sigma_q) h_0^4}{120B} = \frac{(4 \cdot 16,6 + 15 \cdot 8,7) \cdot 2,6^4}{120 \cdot 56000} = 0,00134 \text{ (м)}. \quad (6.36)$$

Граничний прогин верху стіни не повинен перевищувати величини $h_0/75 = 2,6/75 = 0,0347$ (м).

Горизонтальне переміщення верху стіни, викликане креном підосви, визначаємо за формулою (6.37)

$$\Delta = \frac{5M_0h}{b^2E} = \frac{5 \cdot 20,9 \cdot 3,0}{3,0^2 \cdot 14000} = 0,00249 \text{ (м)}.$$

Сумарне горизонтальне переміщення верху стіни

$$\Delta = 0,00134 + 0,00249 = 0,00383 \text{ (м)} < 0,0347 \text{ м}.$$

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ Б А.2.4-13:2009 Умовні графічні зображення та умовні позначки в документації з інженерно-геологічних вишукувань. [Чинний від 2010-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 31 с. (Система проектної документації для будівництва).
2. Ваганов І.І., Маєвська І.В., Попович М.М. Інженерна геологія та охорона навколишнього середовища. Навчальний посібник. Вінниця : ВНТУ, 2014. 267 с.
3. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. [Чинний від 1997-04-01]. Вид. офіц. Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. 47 с. (Державний Стандарт України).
4. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 161 с.
5. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування зі зміною №1 та №2. [Чинний від 2012-07-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення).
6. ДСТУ Б В.2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань. [Чинний від 1997-01-01]. Вид. офіц. Київ : Держкоммістобудування України, 1996. 24с. (Державний Стандарт України).
7. Александрович В. А., Кобзар Ю. І., Гаврилюк О. В. Механіка ґрунтів і основи фундаментобудування : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. 111 с.
8. Маєвська І.В., Блащук Н.В., Попович М.М. Розрахунок фундаментів мілкового закладання на ПК. Курсове та дипломне проектування: навчальний посібник. Вінниця : ВНТУ, 2019. 144 с.
9. Маєвська І. В., Попович М. М., Блащук Н. В. Автоматизований розрахунок пальових фундаментів : електронний навчальний посібник комбінованого (локального та мережного) використання [Електронний ресурс]. Вінниця : ВНТУ, 2023. 155 с.

10. ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування». [Чинний від 2007-02-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 218 с. (Споруди транспорту).
11. ДБН В.2.3-22:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування». [Чинний від 2010-03-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 73 с. (Споруди транспорту).
12. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [Чинний від 2011-11-01]. – К., Мінрегіонбуд України, 2011. - 123 с. – (Національні стандарти України).
13. ДБН В.1.2-15:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи». [Чинний від 2010-03-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 83 с. (Споруди транспорту).
14. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 30 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).
15. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с. (Конструкції будинків і споруд).
16. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с. (Конструкції будинків і споруд).
17. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. [Чинний від 2015-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2015. 83 с. (Національні стандарти України).

Додаток А
Індивідуальне завдання

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет
Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
ЗАТВЕРДЖУЮ
Зав. кафедри БМГА, доц., к.т.н.
В. В. Швець
"___" _____ 202 р.

ІНДИВІДУАЛЬНЕ ЗАВДАННЯ

на курсовий проект з дисципліни

«Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи»

студенту _____ групи _____

ВИХІДНІ ДАНІ: схема мостової споруди та навантаження, геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчику, фізико-механічні характеристики ґрунтів

НЕОБХІДНО ВИКОНАТИ:

1. Підготувати дані для проектування пальового фундаменту під проміжну опору автомобільного моста та підпірної стінки кутникового типу:

- накреслити геологічний розріз будівельного майданчику та розрахункову схему споруди з навантаженнями;
- визначити відсутні фізико-механічні характеристики ґрунтів.

2. Запроектувати пальовий фундамент під проміжну опору автомобільного моста, пояснюючи розрахунки необхідними схемами.

3. Виконати розрахунок підпірної стінки кутникового типу.

ЗМІСТ ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ: план мостової споруди з розміщенням свердловин, геологічний розріз уздовж мостової споруди, схема конструктивного рішення проміжної опори моста, схема пальового фундаменту, суміщена з геологічним розрізом, робочі опалубні креслення пальового фундаменту та підпірної стінки.

Обсяг графічної частини - один аркуш формату А1.

№ майданчику будівництва _____

№ варіанту ґрунтових умов в межах майданчика _____

Габарит мостової споруди _____ Г +2×1,5

Величина прогонів моста _____

№ варіанту завдання для розрахунку підпірної стінки _____

№ варіанту характеристик ґрунту зворотної засипки _____

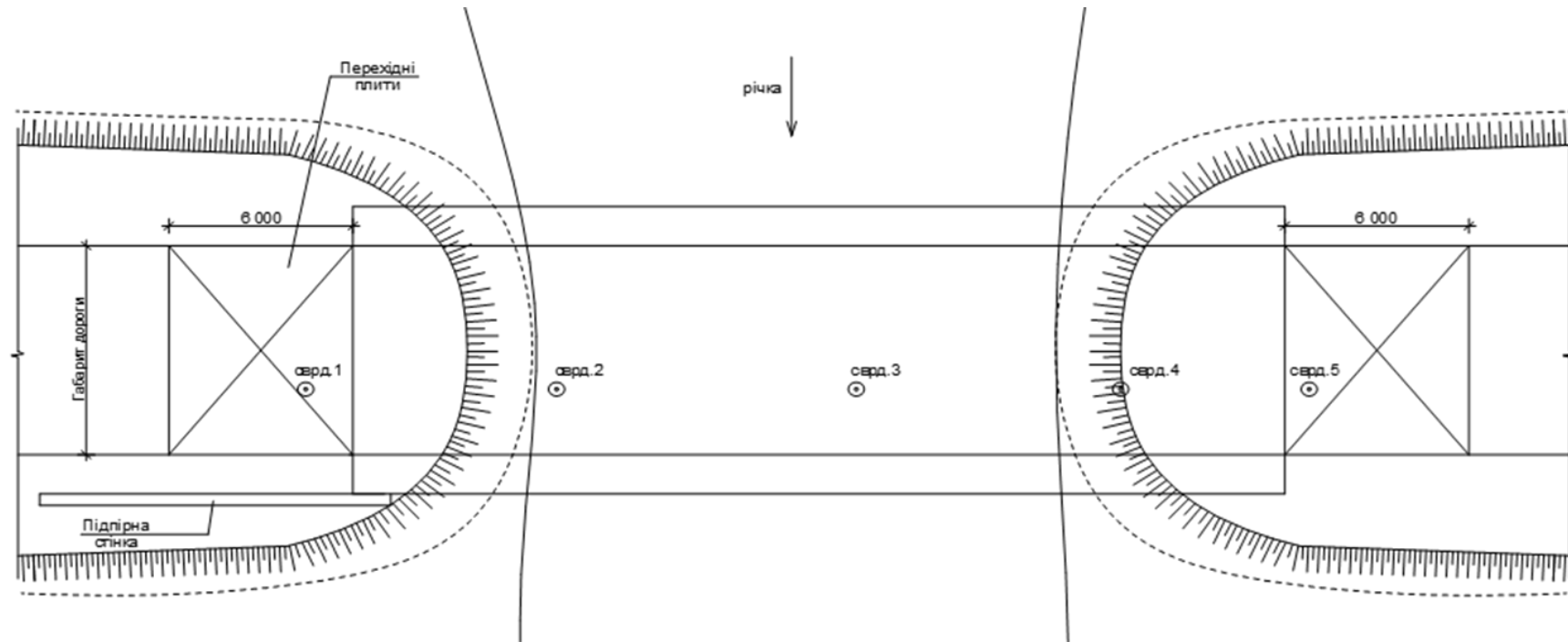
для улаштування підпірної стінки _____

Дата видачі «___» _____ 20 р.

Керівник _____

Завдання отримав _____

Додаток. Схема мостової споруди з розміщенням свердловин на плані ділянки дороги



Додаток Б
Дані по варіантах для побудови геологічного розрізу

Таблиця Б.1 – Абсолютні позначки по свердловинах. Відстань між свердловинами

| № майданчика | Абсолютні позначки гирла свердловин, м | | | | | Абсолютні позначки забою свердловин, м | | | | | Абсолютна позначка рівня ґрунтових вод, м | | | | | Відстань між свердловинами, м |
|--------------|--|--------|--------|--------|--------|--|--------|--------|--------|--------|---|-------|-------|-------|-------|-------------------------------|
| | №1 | №2 | №3 | №4 | №5 | №1 | №2 | №3 | №4 | №5 | №1 | №2 | №3 | №4 | №5 | |
| 1 | 149,0 | 145,5 | 145,2 | 145,4 | 150,0 | 133,6 | 125,5 | 125,2 | 124,5 | 132,6 | 145,5 | 145,4 | 145,2 | 145,4 | 145,6 | 16,0 – 23,0 – 23,0 – 12,0 |
| 2 | 256,3 | 252,7 | 252,69 | 252,68 | 255,9 | 237,5 | 233,4 | 232,69 | 232,68 | 235,9 | 252,9 | 251,8 | 252,0 | 252,1 | 253,0 | 16,0 – 19,0 – 21,0 – 18,0 |
| 3 | 194,29 | 189,84 | 189,5 | 190,30 | 194,15 | 179,29 | 171,84 | 169,5 | 172,3 | 178,15 | 191,0 | 189,7 | 189,5 | 190,0 | 191,5 | 15,0 – 22,0 – 18,0 – 21,0 |
| 4 | 101,0 | 97,60 | 94,20 | 98,15 | 102,8 | 83,0 | 77,6 | 74,2 | 79,15 | 87,8 | 85,5 | 81,5 | 81,0 | 82,5 | - | 15,0 – 24,0 – 21,0 – 19,0 |
| 5 | 247,9 | 242,6 | 241,1 | 245,5 | 247,6 | 229,4 | 222,6 | 221,1 | 225,5 | 229,6 | 241,5 | 241,4 | 241,1 | 241,6 | 241,7 | 19,0 – 26,0 – 17,0 – 14,0 |
| 6 | 201,61 | 193,4 | 191,6 | 199,7 | 200,3 | 181,61 | 173,4 | 171,6 | 179,7 | 180,3 | 192,0 | 191,0 | 190,0 | 192,0 | 193,0 | 25,5 – 20,2 – 20,0 – 11,3 |
| 7 | 157,3 | 155,6 | 151,5 | 155,0 | 156,7 | 142,3 | 137,6 | 131,5 | 137,0 | 139,7 | 149,0 | 148,0 | 146,0 | 146,5 | 147,7 | 16,7 – 19,0 – 26,7 – 13,9 |
| 8 | 263,5 | 261,8 | 257,0 | 263,8 | 265,0 | 245,5 | 241,8 | 237,0 | 244,6 | 247,0 | 252,6 | 252,2 | 251,0 | 252,5 | 254,0 | 18,2 – 23,9 – 16,8 – 16,1 |
| 9 | 182,5 | 180,3 | 175,1 | 178,8 | 181,9 | 162,5 | 160,3 | 155,1 | 157,8 | 161,9 | 165,0 | 164,5 | 162,5 | 163,0 | 164,7 | 14,8 – 25,6 – 16,0 – 19,6 |
| 10 | 261,1 | 259,2 | 254,4 | 256,8 | 259,2 | 241,6 | 239,2 | 233,4 | 237,8 | 239,2 | 254,6 | 254,2 | 253,9 | 254,3 | 255,0 | 16,2 – 20,1 – 23,0 – 16,7 |

Таблиця Б.2 – Потужність пластів ґрунтів по бурових свердловинах, м

| Майданчик № 1, Вінницька область, Теплик – Бершадь. Середня відмітка поверхні покриття дороги 150,00 м | | | | | | Майданчик № 2, Могілів-Подільський. Середня відмітка поверхні покриття дороги 256,50 м | | | | | Майданчик № 3, , Вінницька область, Турбів -Гайсин. Середня відмітка поверхні покриття дороги 194,50 м | | | | | Майданчик № 4, , Вінницька область, Ольгопіль. Середня відмітка поверхні покриття дороги 102,00 м | | | | | | | |
|--|---------------|-----|-----|-----|-----|--|---------------|-----|-----|-----|--|-----|---------------|------|------|---|-----|-----|---------------|-----|-----|-----|-----|
| ПГЕ | №№ свердловин | | | | | ПГЕ | №№ свердловин | | | | | ПГЕ | №№ свердловин | | | | | ПГЕ | №№ свердловин | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | 0,7 | - | - | 0,4 | 0,8 | 1a | 0,6 | - | - | - | 0,7 | 1 | 0,4 | - | - | 0,3 | 0,6 | 1 | 1,0 | - | - | 0,2 | 2,4 |
| 2 | 3,0 | 0,4 | 0,2 | 0,7 | 3,6 | 1 | 5,4 | 3,0 | 3,7 | 3,6 | 5,6 | 2 | 1,3 | - | - | - | 1,2 | 2 | 1,3 | - | - | 1,2 | 1,4 |
| 3 | 2,6 | 2,6 | 2,5 | 2,7 | 2,8 | 2 | 2,4 | 2,6 | 2,3 | 2,1 | 2,2 | 3 | 2,1 | - | - | - | 1,6 | 3 | 2,2 | 1,4 | - | 1,3 | 1,6 |
| 4 | 1,3 | 3,0 | 3,4 | 3,7 | 3,5 | 2a | 1,0 | - | - | - | - | 4 | 1,8 | 1,0 | 1,1 | 1,3 | 1,7 | 4 | 1,0 | 1,0 | - | 2,3 | 1,0 |
| 5 | 3,6 | 3,8 | 4,1 | - | - | 3 | 0,6 | 0,6 | 0,9 | 1,2 | 1,2 | 5 | - | 1,0 | 2,5 | - | - | 5 | - | - | - | 7,0 | 8,6 |
| 6 | - | - | - | 3,8 | 4,7 | 4 | 2,0 | - | 0,3 | 0,5 | 0,8 | 6 | 3,8 | 5,8 | 2,0 | 4,4 | 6,8 | 6 | 3,0 | 3,7 | 5,5 | - | - |
| 7 | 4,2 | 7,8 | 7,9 | 7,6 | 2,0 | 5 | 1,1 | 3,0 | 2,0 | 1,4 | 1,3 | 7 | - | - | 1,5 | 3,0 | - | 7 | 1,5 | 1,5 | - | - | - |
| 8 | - | 2,4 | 1,9 | 2,0 | - | 6 | 3,5 | 4,1 | 5,0 | 4,5 | 5,2 | 8 | 5,6 | 10,2 | 12,9 | 9,0 | 4,1 | 8 | 5,5 | 7,5 | 6,7 | 5,0 | - |
| | | | | | | 7 | 2,2 | 6,0 | 5,8 | 6,7 | 3,0 | | | | | | | 9 | 2,5 | 4,9 | 7,8 | 2,0 | - |

| Майданчик № 5, м. Вінниця. Середня відмітка поверхні покриття дороги 248,00 м | | | | | | Майданчик № 6, Коростенський р-он Житомирської обл. Середня відмітка поверхні покриття дороги 201,60 м | | | | | Майданчик № 7, Київська область, с. Чайка. Середня відмітка поверхні покриття дороги 157,00 м | | | | | Майданчик № 8, м. Ланівці Тернопільської обл. Середня відмітка поверхні покриття дороги 264,50 м | | | | | | | |
|---|---------------|-----|-----|-----|-----|--|---------------|-----|-----|-----|---|-----|---------------|-----|------|--|-----|-----|---------------|-----|-----|-----|-----|
| ПГЕ | №№ свердловин | | | | | ПГЕ | №№ свердловин | | | | | ПГЕ | №№ свердловин | | | | | ПГЕ | №№ свердловин | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | 1,7 | - | - | - | 1,7 | 1 | 1,8 | - | - | 3,6 | 3,8 | 1 | 0,3 | 0,2 | 0,4 | 0,7 | 0,6 | 1 | 1,2 | 0,6 | - | 0,2 | 0,7 |
| 2 | 3,2 | - | - | 1,7 | 2,4 | 2 | 4,4 | - | - | - | - | 2 | 1,5 | - | - | 1,7 | 1,8 | 2 | 5,5 | 3,5 | - | 1,1 | 1,4 |
| 3 | 0,9 | 0,6 | - | 1,6 | 1,7 | 3 | - | 1,9 | 1,2 | 2,1 | 2,3 | 3 | 4,6 | 3,0 | - | - | 1,6 | 3 | 1,2 | 1,5 | 1,8 | 4,7 | 7,4 |
| 4 | 4,0 | 3,7 | 2,7 | 4,4 | 3,5 | 4 | 3,5 | 4,4 | 1,7 | 4,4 | 2,8 | 4 | 2,8 | - | - | 1,3 | 0,7 | 4 | 1,5 | 1,6 | 0,7 | 1,3 | 1,0 |
| 5 | 2,0 | 1,5 | 2,1 | 1,1 | 2,0 | 5 | 5,5 | 5,9 | 8,2 | 2,7 | 3,7 | 5 | 4,5 | 6,8 | 2,5 | - | 3,3 | 5 | 1,7 | 0,7 | 1,4 | 3,2 | 2,6 |
| 6 | 1,2 | 1,6 | 1,7 | 0,4 | 1,8 | 6 | 2,9 | 3,2 | 1,9 | 2,1 | 2,8 | 6 | - | - | 1,6 | 4,4 | 6,8 | 6 | 0,8 | 3,0 | 2,5 | 0,9 | 2,0 |
| 7 | 3,8 | 5,2 | 6,8 | 9,3 | 4,9 | 7 | 1,9 | 3,0 | 2,5 | 4,4 | 2,3 | 7 | - | - | 4,5 | 3,0 | 2,2 | 7 | 3,5 | 2,5 | - | 1,7 | - |
| 8 | 1,7 | 7,4 | 6,7 | 1,5 | - | 8 | - | 1,6 | 4,5 | 0,7 | 2,3 | 8 | 1,3 | 8,0 | 11,0 | 6,9 | - | 8 | 1,5 | 3,5 | 4,5 | 3,0 | 0,8 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | 9 | 1,1 | 3,1 | 9,1 | 2,9 | 2,1 |

Продовження таблиці Б.2

| Майданчик № 9, Києво-Святошинський р-он Київської обл. Середня відмітка поверхні покриття дороги 182,30 м | | | | | | Майданчик № 6, м. Вінниця, р-он Академічний. Середня відмітка поверхні покриття дороги 260,00 м | | | | | |
|---|---------------|-----|-----|-----|-----|--|---------------|-----|-----|-----|-----|
| ПЕ | №№ свердловин | | | | | ПЕ | №№ свердловин | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | 1,4 | - | - | 0,9 | 1,9 | 1 | 1,1 | 0,5 | 0,4 | 0,6 | 0,8 |
| 2 | - | 1,9 | - | - | 3,4 | 2 | 0,9 | 0,8 | - | 1,8 | 2,3 |
| 3 | 6,0 | 4,1 | 1,0 | 6,0 | 3,0 | 3 | 3,6 | 3,9 | 0,7 | 3,2 | 3,5 |
| 4 | 5,6 | 3,0 | 4,3 | 2,7 | 4,0 | 4 | 4,1 | 4,4 | 4,7 | 2,4 | 2,8 |
| 5 | - | 2,1 | - | 3,1 | - | 5 | 1,6 | 2,2 | - | 1,7 | 2,3 |
| 6 | 4,7 | 4,1 | 5,0 | 4,6 | 4,7 | 6 | - | - | - | 1,1 | 2,4 |
| 7 | 2,3 | 2,8 | 4,0 | 2,3 | 3,0 | 7 | 4,9 | 5,1 | 9,5 | 5,4 | 3,3 |
| 8 | - | 2,0 | 5,7 | 1,4 | - | 8 | 3,3 | 3,1 | 5,7 | 2,8 | 2,6 |
| | | | | | | | | | | | |

Таблиця Б.3 – Варіанти фізико-механічних характеристик ґрунтів за результатами інженерно-геологічних вишукувань

Майданчик №1

| Варіант ґрунтових умов | № ІГЕ ґрунту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/м ³ | γ_{s} , кН/м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуассона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------|--------------|--|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\varphi_{п}$, град | c _п , кПа | | |
| 1 | 1 | Рослинний шар | 16,6 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок легкий піщаністий | 18,3 | 26,9 | 0,23 | 0,29 | 0,17 | 20 | 18 | 0,32 | 11 |
| | 3 | Суглинок важкий тугопластичний | 18,8 | 27,1 | 0,26 | 0,37 | 0,21 | 19 | 18 | 0,33 | 12 |
| | 4 | Суглинок важкий, м'якопластичний | 19,3 | 27,1 | 0,29 | 0,37 | 0,21 | 10 | 14 | 0,33 | 8 |
| | 5 | Супісок піщаністий | 19,2 | 26,7 | 0,20 | 0,18 | 0,11 | 15 | 7 | 0,30 | 6 |
| | 6 | Глина легка, піщаніста | 18,6 | 25,0 | 0,56 | 0,64 | 0,44 | | | 0,41 | |
| | 7 | Глина важка піщаніста | 19,0 | 27,2 | 0,24 | 0,46 | 0,16 | | | 0,45 | |
| | 8 | Суглинок з домішками жорстви | 19,4 | 26,8 | 0,20 | 0,32 | 0,18 | | | 0,35 | |
| 2 | 1 | Рослинний шар | 16,0 | - | 0,14 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок тугопластичний важкий | 18,2 | 26,8 | 0,23 | 0,33 | 0,18 | 14 | 16 | 0,34 | 7 |
| | 3 | Суглинок тугопластичний | 18,2 | 26,8 | 0,22 | 0,28 | 0,17 | 15 | 16 | 0,35 | 7 |
| | 4 | Суглинок м'якопластичний | 18,6 | 26,8 | 0,23 | 0,26 | 0,17 | | | 0,35 | |
| | 5 | Супісок піщаністий | 19,3 | 27,0 | 0,19 | 0,20 | 0,14 | | | 0,31 | |
| | 6 | Глина тугопластична | 19,8 | 27,4 | 0,27 | 0,42 | 0,21 | | | 0,42 | |
| | 7 | Глина тверда | 19,7 | 27,4 | 0,18 | 0,51 | 0,23 | 19 | 37 | 0,43 | 18 |
| | 8 | Кора вивітрювання вапняка | - | - | 0,10 | - | - | | | - | >50 |
| 3 | 1 | Рослинний шар | 16,3 | - | 0,13 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок твердий | 16,9 | 26,8 | 0,14 | 0,35 | 0,19 | 15 | 17 | 0,35 | 7 |
| | 3 | Суглинок твердий з включенням гравію вапняку | 17,1 | 26,8 | 0,15 | 0,31 | 0,18 | 17 | 16 | 0,36 | 8 |
| | 4 | Суглинок тугопластичний | 18,8 | 27,1 | 0,22 | 0,32 | 0,18 | 18 | 20 | 0,36 | 10 |
| | 5 | Супісок пластичний | 18,5 | 27,0 | 0,19 | 0,21 | 0,16 | 19 | 9 | 0,31 | 8 |
| | 6 | Пісок пилуватий | 19,5 | 26,6 | 0,19 | - | - | | | 0,3 | |
| | 7 | Глина третинна | 20,0 | 27,6 | 0,24 | 0,42 | 0,17 | | | 0,43 | |
| | 8 | Суглинок твердий | 18,1 | 27,1 | 0,16 | 0,37 | 0,20 | | | 0,36 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №1

| Варіант ґрунтових умов | № ПЕ ґрунту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/м ³ | γ_{s} , кН/м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуассона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------|-------------|-------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|---------------|-----------------------|---------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | $c_{п}$, кПа | | |
| 4 | 1 | Рослинний шар | 16,7 | - | 0,17 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок бурий | 19,0 | 27,0 | 0,20 | 0,25 | 0,15 | | | 0,34 | |
| | 3 | Суглинок тугопластичний піщаністий | 17,9 | 27,0 | 0,18 | 0,24 | 0,15 | 17 | 13 | 0,35 | 6 |
| | 4 | Суглинок м'якопластичний, пілуватий | 17,4 | 26,8 | 0,22 | 0,26 | 0,17 | 18 | 9 | 0,36 | 8 |
| | 5 | Пісок пілуватий | 19,2 | 26,6 | 0,20 | - | - | 28 | 3 | 0,30 | 18 |
| | 6 | Глина легка | 17,5 | 27,4 | 0,30 | 0,40 | 0,20 | 7 | 29 | 0,42 | 7 |
| | 7 | Глина напівтверда, легка | 16,9 | 27,4 | 0,25 | 0,42 | 0,21 | | | 0,43 | 12 |
| | 8 | Глина щільна | 18,6 | 27,4 | 0,25 | 0,44 | 0,21 | | | 0,45 | |
| 5 | 1 | Рослинний шар | 16,8 | - | 0,16 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок тугопластичний | 18,4 | 26,8 | 0,24 | 0,32 | 0,18 | 19 | 18 | 0,34 | 8 |
| | 3 | Суглинок тугопластичний | 17,9 | 26,8 | 0,22 | 0,31 | 0,18 | 17 | 14 | 0,35 | 9 |
| | 4 | Суглинок текучопластичний | 19,2 | 26,8 | 0,25 | 0,26 | 0,17 | 15 | 15 | 0,35 | 6 |
| | 5 | Супісок текучий | 18,9 | 26,7 | 0,22 | 0,21 | 0,15 | | | 0,30 | |
| | 6 | Глина напівтверда | 19,0 | 27,4 | 0,31 | 0,64 | 0,27 | | | 0,44 | |
| | 7 | Глина сіра, напівтверда | 19,1 | 27,4 | 0,22 | 0,48 | 0,20 | | | 0,43 | |
| | 8 | Жорствяно-щербенистий ґрунт | 20,1 | - | 0,14 | - | - | 43 | 2 | - | 50 |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №2

| Варіант ґрунтових умов | № ПЕ ґрунту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/м ³ | γ_{s} , кН/м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------|------------------------------|--|----------------------------------|----------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|----------------------|----------------------|---------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | C _п , кПа | | |
| 1 | 1a | Рослинний шар | 16,0 | - | 0,17 | - | - | - | - | - | - |
| | 1 | Суглинок тугопластичний з уламками жорстви | 18,6 | 27,1 | 0,22 | 0,29 | 0,18 | 16 | 18 | 0,34 | 7 |
| | 2 | Суглинок текучий, замулений | 12,6 | 17,8 | 1,1 | 0,54 | 0,43 | - | - | 0,33 | - |
| | 2a | Торф замулений | 11,2 | - | - | - | - | - | - | - | 4 |
| | 3 | Суглинок текучий з прошарками супіску | 18,4 | 26,8 | 0,30 | 0,30 | 0,18 | 10 | 8 | 0,35 | 5 |
| | 4 | Супісок текучий | 18,9 | 26,7 | 0,23 | 0,19 | 0,13 | 14 | 5 | 0,31 | 6 |
| | 5 | Пісок пилюватий | 19,3 | 26,6 | 0,21 | - | - | 26 | 3 | 0,29 | 14 |
| | 6 | Суглинок м'якопластичний | 18,8 | 26,8 | 0,30 | 0,34 | 0,18 | | | 0,37 | |
| 7 | Суглинок з домішками жорстви | 19,4 | 26,8 | 0,21 | 0,33 | 0,17 | | | 0,35 | | |
| 2 | 1a | Рослинний шар | 16,3 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | - |
| | 1 | Суглинок напівтвердий з уламками жорстви | 18,4 | 26,8 | 0,26 | 0,40 | 0,25 | | | 0,34 | - |
| | 2 | Суглинок текучий, замулений | 18,4 | 26,9 | 0,31 | 0,33 | 0,19 | 10 | 8 | 0,35 | 5 |
| | 2a | Торф замулений | 12,3 | - | - | - | - | - | - | - | 3 |
| | 3 | Суглинок текучопластичний заторфований | 17,6 | 26,8 | 0,36 | 0,38 | 0,22 | 12 | 10 | 0,35 | 6 |
| | 4 | Суглинок замулений | 17,3 | 26,8 | 0,27 | 0,36 | 0,22 | 12 | 11 | 0,31 | 6 |
| | 5 | Пісок пилюватий | 19,2 | 26,6 | 0,22 | - | - | | | 0,3 | |
| | 6 | Суглинок текучопластичний | 17,7 | 26,8 | 0,29 | 0,29 | 0,17 | | | 0,36 | |
| 7 | Суглинок важкий пилюватий | 18,1 | 27,1 | 0,20 | 0,32 | 0,16 | 22 | 15 | 0,35 | 15 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №2

| Варіант ґрунтових умов | № ПГЕ | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації Е, МПа |
|------------------------|-------|---------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|---------------|----------------------|--------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\varphi_{п}$, град | $c_{п}$, кПа | | |
| 3 | 1a | Рослинний шар | 17,0 | - | 0,13 | - | - | - | - | - | |
| | 1 | Супісок піщаністий | 19,0 | 26,7 | 0,14 | 0,19 | 0,12 | 28 | 16 | 0,3 | 20 |
| | 2 | Суглинок з органічними домішками | 19,4 | 26,9 | 0,25 | 0,29 | 0,19 | 19 | 22 | 0,33 | 13 |
| | 2a | Мул глинистий чорний | 18,6 | 27,0 | 0,37 | 0,43 | 0,23 | 5 | 19 | - | 3 |
| | 3 | Суглинок текучий з прошарками супіску | 18,4 | 26,9 | 0,31 | 0,33 | 0,19 | | | 0,34 | |
| | 4 | Супісок текучий | 19,4 | 26,7 | 0,29 | 0,25 | 0,18 | 19 | 10 | 0,31 | 8 |
| | 5 | Пісок середньої крупності | 19,7 | 26,6 | 0,19 | - | - | | | 0,29 | |
| | 6 | Суглинок м'якопластичний | 19,2 | 26,8 | 0,22 | 0,24 | 0,15 | | | 0,36 | |
| | 7 | Суглинок з домішками жорстви | 17,6 | 26,9 | 0,11 | 0,23 | 0,13 | | | 0,34 | |
| 4 | 1a | Рослинний шар | 16,3 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 1 | Суглинок тугопластичний | 18,1 | 26,8 | 0,21 | 0,26 | 0,18 | 22 | 23 | 0,35 | 15 |
| | 2 | Суглинок замулений | 16,2 | 27,0 | 0,20 | 0,24 | 0,14 | 17 | 7 | 0,35 | 7 |
| | 2a | Мул піщаний | 16,4 | 27,0 | 0,29 | 0,20 | 0,14 | 2 | 10 | 0,42 | 4 |
| | 3 | Супісок піщаністий | 18,2 | 26,7 | 0,19 | 0,22 | 0,16 | 22 | 11 | 0,31 | 8 |
| | 4 | Суглинок замулений | 19,4 | 26,8 | 0,22 | 0,24 | 0,15 | | | 0,36 | |
| | 5 | Пісок середньої крупності | 20,0 | 26,5 | 0,21 | - | - | | | 0,3 | |
| | 6 | Глина текучопластична | 17,2 | 27,3 | 0,51 | 0,55 | 0,37 | | | 0,43 | |
| | 7 | Супісок пилуватий з домішками жорстви | 18,3 | 26,7 | 0,20 | 0,25 | 0,19 | | | 0,3 | |
| 5 | 1a | Рослинний шар | 16,9 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 1 | Суглинок легкий, пилуватий | 17,9 | 26,9 | 0,18 | 0,27 | 0,16 | 23 | 24 | 0,35 | 16 |
| | 2 | Суглинок з органічними домішками | 18,5 | 26,9 | 0,20 | 0,27 | | 21 | 24 | 0,33 | 16 |
| | 2a | Заторфований ґрунт | 13,6 | 18,0 | 1,0 | | 0,16 | 10 | 30 | - | 4 |
| | 3 | Суглинок текучопластичний | 19,2 | 27,2 | 0,31 | 0,35 | 0,18 | 7 | 10 | 0,34 | 6 |
| | 4 | Супісок пластичний | 18,0 | 27,0 | 0,15 | 0,19 | 0,14 | | | 0,30 | |
| | 5 | Пісок дрібний | 19,6 | 26,6 | 0,18 | - | - | | | 0,30 | |
| | 6 | Суглинок м'якопластичний | 18,5 | 26,8 | 0,16 | 0,20 | 0,12 | | | 0,35 | |
| | 7 | Суглинок з домішками жорстви | 19,1 | 26,8 | 0,16 | 0,23 | 0,14 | | | 0,35 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №3

| Варіант грунтових умов | № ПЕ гру нту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------------|-----------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|--------------|-------------------------|---------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | $c_{п}$,кПа | | |
| 1 | 1 | Рослинний шар | 17,6 | - | 0,10 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок піщаністий, твердий | 17,9 | 26,7 | 0,08 | 0,15 | 0,10 | 28 | 15 | 0,30 | 19 |
| | 3 | Суглинок піщаністий, напівтвердий | 18,1 | 26,8 | 0,11 | 0,19 | 0,10 | 24 | 31 | 0,34 | 22 |
| | 4 | Суглинок тугопластичний | 18,3 | 26,8 | 0,17 | 0,22 | 0,13 | 20 | 23 | 0,35 | 14 |
| | 5 | Суглинок з домішками органіки | 18,8 | 26,8 | 0,23 | 0,25 | 0,16 | 12 | 15 | 0,35 | 9 |
| | 6 | Суглинок м'якопластичний | 18,9 | 26,9 | 0,22 | 0,25 | 0,15 | | | 0,36 | |
| | 7 | Суглинок текучопластичний | 19,1 | 26,9 | 0,26 | 0,27 | 0,16 | | | 0,35 | |
| | 8 | Пісок середньої крупності | 19,8 | 26,5 | 0,20 | - | - | | | 0,30 | |
| 2 | 1 | Рослинний шар | 16,7 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок піщаністий | 18,8 | 26,6 | 0,25 | 0,28 | 0,24 | | | 0,31 | |
| | 3 | Суглинок напівтвердий | 17,0 | 26,8 | 0,19 | 0,34 | 0,18 | 25 | 16 | 0,35 | 17 |
| | 4 | Суглинок напівтвердий | 17,4 | 26,8 | 0,20 | 0,32 | 0,18 | 22 | 19 | 0,35 | 15 |
| | 5 | Суглинок текучопластичний | 19,1 | 26,9 | 0,22 | 0,23 | 0,13 | 16 | 19 | 0,34 | 8 |
| | 6 | Суглинок м'якопластичний | 19,4 | 26,9 | 0,21 | 0,25 | 0,14 | 19 | 25 | 0,35 | 12 |
| | 7 | Суглинок з домішками жорстви | 19,1 | 26,8 | 0,18 | 0,23 | 0,14 | | | 0,36 | |
| | 8 | Суглинок жорствяний | 19,0 | 27,0 | 0,14 | 0,24 | 0,16 | | | 0,35 | |
| 3 | 1 | Рослинний шар | 16,9 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок з прошарками супіску твердий | 17,2 | 26,8 | 0,17 | 0,25 | 0,16 | 20 | 17 | 0,35 | 13 |
| | 3 | Суглинок твердий з прошарками глини | 18,0 | 27,0 | 0,17 | 0,33 | 0,18 | 21 | 23 | 0,36 | 11 |
| | 4 | Пісок пилюватий | 18,0 | 26,5 | 0,19 | - | - | 30 | 6 | 0,35 | 10 |
| | 5 | Суглинок мулистий | 18,8 | 26,9 | 0,29 | 0,31 | 0,20 | | | 0,35 | |
| | 6 | Супісок мулистий | 19,9 | 26,8 | 0,24 | 0,25 | 0,20 | 17 | 7 | 0,3 | 9 |
| | 7 | Глина зеленувато-сіра | 19,7 | 27,0 | 0,27 | 0,45 | 0,23 | | | 0,42 | |
| | 8 | Суглинок напівтвердий | 19,3 | 26,8 | 0,21 | 0,30 | 0,18 | | | 0,36 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №3

| Варіант ґрунтових умов | № П Е ґрунту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------|--------------|------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|--------------|----------------------|---------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | $c_{п}$,кПа | | |
| 4 | 1 | Рослинний шар | 16,8 | - | 0,13 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок твердий,гумусований | 14,9 | 26,8 | 0,14 | 0,24 | 0,21 | 15 | 7 | 0,34 | 6 |
| | 3 | Суглинок твердий | 18,2 | 27,0 | 0,16 | 0,30 | 0,17 | 21 | 25 | 0,34 | 10 |
| | 4 | Глина легка, тверда | 18,6 | 27,4 | 0,17 | 0,35 | 0,17 | 17 | 29 | 0,40 | 14 |
| | 5 | Глина мулиста | 18,6 | 27,0 | 0,37 | 0,43 | 0,23 | 10 | 19 | 0,41 | 7 |
| | 6 | Суглинок з прошарками глини | 18,9 | 27,0 | 0,17 | 0,34 | 0,18 | | | 0,35 | |
| | 7 | Суглинок з карбонатами | 18,8 | 27,0 | 0,15 | 0,26 | 0,17 | | | 0,36 | |
| | 8 | Пісок дрібний щільний | 19,3 | 26,6 | 0,15 | - | - | | | 0,30 | |
| 5 | 1 | Рослинний шар | 17,0 | - | 0,11 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок просідний | 16,1 | 26,8 | 0,10 | 0,27 | 0,23 | 18 | 9 | 0,31 | 6 |
| | 3 | Пісок дрібний | 17,5 | 26,0 | 0,17 | - | - | 28 | 4 | 0,30 | 12 |
| | 4 | Пісок середньої крупності | 16,8 | 26,6 | 0,12 | - | - | 36 | 1 | 0,31 | 21 |
| | 5 | Супісок текучий | 18,8 | 26,7 | 0,20 | 0,21 | 0,15 | 18 | 10 | 0,30 | 6 |
| | 6 | Суглинок мулистий | 18,4 | 26,9 | 0,31 | 0,33 | 0,19 | | | 0,34 | |
| | 7 | Суглинок з домішками жорстви | 18,0 | 27,0 | 0,16 | 0,22 | 0,15 | | | 0,35 | |
| | 8 | Суглинок жорствяний | 18,9 | 27,0 | 0,22 | 0,32 | 0,18 | | | 0,35 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №4

| Варіант ґрунтових умов | № ПЕ ґрунту | Найменування ґрунту | γ_n , кН/м ³ | γ_s , кН/м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуассона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------|-------------|-----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | ϕ_{II} , град | C _{II} ,кПа | | |
| 1 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 17,0 | - | 0,20 | - | - | - | - | - | - |
| | 2 | Суглинок гумусований | 17,5 | 26,8 | 0,21 | 0,32 | 0,18 | 24 | 19 | 0,34 | 16 |
| | 3 | Суглинок напівтвердий | 18,3 | 26,8 | 0,19 | 0,30 | 0,17 | 18 | 24 | 0,33 | 14 |
| | 4 | Суглинок важкий | 18,6 | 27,0 | 0,21 | 0,33 | 0,18 | 17 | 21 | 0,35 | 16 |
| | 5 | Глина легка, коричнева | 18,6 | 27,4 | 0,19 | 0,36 | 0,18 | 17 | 29 | 0,41 | 20 |
| | 6 | Суглинок важкий, піщанистий | 18,8 | 27,0 | 0,19 | 0,34 | 0,18 | | | 0,35 | |
| | 7 | Суглинок сірий, піщанистий | 18,9 | 27,0 | 0,22 | 0,30 | 0,17 | | | 0,36 | |
| | 8 | Пісок дрібний | 18,6 | 26,6 | 0,14 | - | - | | | 0,30 | |
| | 9 | Глина з прошарками піску | 19,4 | 27,4 | 0,23 | 0,46 | 0,21 | | | 0,45 | |
| 2 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 18,0 | - | 0,18 | - | - | - | - | - | - |
| | 2 | Суглинок твердий | 17,0 | 26,8 | 0,15 | 0,29 | 0,17 | 19 | 19 | 0,34 | 15 |
| | 3 | Суглинок | 16,4 | 26,6 | 0,12 | 0,29 | 0,20 | 36 | 20 | 0,35 | 12 |
| | 4 | Суглинок перевідкладений | 17,5 | 26,9 | 0,20 | 0,29 | 0,16 | | | 0,36 | |
| | 5 | Пісок пилюватий | 16,0 | 26,5 | 0,17 | - | - | 26 | 1 | 0,30 | 19 |
| | 6 | Пісок середньої крупності | 19,4 | 26,2 | 0,20 | - | - | | | 0,31 | |
| | 7 | Суглинок | 15,4 | 26,0 | 0,13 | 0,20 | 0,12 | 19 | 6 | 0,3 | 16 |
| | 8 | Суглинок важкий | 19,0 | 26,8 | 0,22 | 0,28 | 0,15 | | | 0,36 | |
| | 9 | Глина | 19,0 | 27,2 | 0,24 | 0,46 | 0,16 | | | 0,42 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №4

| Варіант грунтових умов | № ПЕ | Найменування ґрунту | γ_d , кН/ м ³ | γ_s , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристи ки міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації E, МПа |
|------------------------------|------|---------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------|----------------|----------------|-----------------------------|----------------------|----------------------------|--------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | ϕ , град | c _p , кПа | | |
| 3 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 16,8 | - | 0,12 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок червоно-бурий | 17,8 | 26,6 | 0,17 | 0,22 | 0,14 | 24 | 31 | 0,35 | 22 |
| | 3 | Супісок пілуватий | 16,7 | 26,4 | 0,16 | 0,19 | 0,13 | 24 | 13 | 0,31 | 13 |
| | 4 | Пісок крупний | 18,8 | 26,5 | 0,17 | - | - | | | 0,30 | |
| | 5 | Пісок дрібний | 19,2 | 26,5 | 0,20 | - | - | | | 0,29 | |
| | 6 | Супісок пілуватий | 18,0 | 26,8 | 0,17 | 0,20 | 0,15 | 19 | 10 | 0,31 | 8 |
| | 7 | Мулистий ґрунт | 16,2 | 27,0 | 0,20 | 0,24 | 0,14 | 17 | 4 | 0,34 | 5 |
| | 8 | Суглинок легкий | 17,5 | 26,6 | 0,17 | 0,21 | 0,12 | | | 0,36 | |
| | 9 | Глина третинна | 20,0 | 27,6 | 0,25 | 0,46 | 0,16 | | | 0,44 | |
| 4 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 16,4 | - | 0,13 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Пісок дрібний | 20,0 | 26,5 | 0,18 | - | - | 32 | 2 | 0,30 | 28 |
| | 3 | Пісок середньої крупності | 20,2 | 26,5 | 0,17 | - | - | 37 | 1 | 0,31 | 27 |
| | 4 | Супісок | 19,2 | 26,6 | 0,15 | 0,18 | 0,12 | | | 0,34 | |
| | 5 | Суглинок легкий | 16,5 | 26,5 | 0,16 | 0,23 | 0,13 | 19 | 8 | 0,35 | 16 |
| | 6 | Суглинок | 17,6 | 26,8 | 0,16 | 0,27 | 0,18 | 28 | 20 | 0,36 | 19 |
| | 7 | Мул супіщаний | 19,9 | 26,8 | 0,27 | 0,25 | 0,20 | | | 0,3 | |
| | 8 | Суглинок | 17,6 | 26,6 | 0,16 | 0,27 | 0,18 | | | 0,36 | |
| | 9 | Глина четвертинна | 18,5 | 27,4 | 0,22 | 0,42 | 0,17 | | | 0,43 | |
| 5 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 16,8 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок пілуватий | 17,2 | 26,7 | 0,19 | 0,22 | 0,15 | 23 | 4 | 0,30 | 16 |
| | 3 | Пісок дрібний | 19,0 | 26,5 | 0,18 | - | - | 34 | 4 | 0,31 | 26 |
| | 4 | Супісок | 19,0 | 26,6 | 0,19 | 0,23 | 0,16 | | | 0,33 | |
| | 5 | Пісок пілуватий | 17,2 | 26,5 | 0,14 | - | - | | | 0,30 | |
| | 6 | Суглинок червонобурий | 20,4 | 27,6 | 0,22 | 0,38 | 0,15 | | | 0,36 | |
| | 7 | Глина мулиста | 18,6 | 27,0 | 0,37 | 0,43 | 0,23 | 7 | 20 | 0,43 | 6 |
| | 8 | Суглинок | 18,5 | 26,8 | 0,26 | 0,28 | 0,12 | | | 0,35 | |
| | 9 | Глина третинна | 21,0 | 27,4 | 0,22 | 0,46 | 0,16 | 20 | 35 | 0,45 | 30 |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №5

| Варіант грунтових умов | № ПЕ гру нту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------------|-----------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|--------------|-------------------------|---------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | $c_{п}$,кПа | | |
| 1 | 1 | Насипний ґрунт влжаний | 18,9 | - | 0,10 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Пісок дрібний неоднорідний, середньої щільності | 18,4 | 26,6 | 0,11 | - | - | 34 | 3 | 0,30 | 27 |
| | 3 | Супісок пластичний | 18,0 | 27,0 | 0,15 | 0,19 | 0,14 | 19 | 10 | 0,31 | 8 |
| | 4 | Супісок текучий | 19,3 | 27,0 | 0,20 | 0,19 | 0,13 | 17 | 9 | 0,30 | 8 |
| | 5 | Супісок пластичний піщанистий | 19,6 | 27,0 | 0,19 | 0,20 | 0,15 | | | 0,31 | |
| | 6 | Пісок дрібний | 19,6 | 26,6 | 0,19 | - | - | | | 0,30 | |
| | 7 | Суглинок м'якопластичний | 19,6 | 27,1 | 0,21 | 0,24 | 0,16 | | | 0,35 | |
| | 8 | Пісок середньої крупності щільний | 20,3 | 26,6 | 0,18 | - | - | | | 0,30 | |
| 2 | 1 | Насипний ґрунт влжаний | 18,5 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок тугопластичний | 17,9 | 26,8 | 0,19 | 0,24 | 0,16 | 25 | 20 | 0,35 | 12 |
| | 3 | Пісок пилюватий | 17,8 | 26,5 | 0,16 | - | - | 30 | 2 | 0,30 | 8 |
| | 4 | Супісок мулуватий | 17,1 | 27,0 | 0,23 | 0,20 | 0,14 | 17 | 10 | 0,30 | 5 |
| | 5 | Пісок дрібний неоднорідний | 19,4 | 26,6 | 0,20 | - | - | 32 | 2 | 0,29 | 28 |
| | 6 | Пісок середньої крупності | 17,9 | 26,5 | 0,17 | - | - | | | 0,30 | |
| | 7 | Суглинок з жорствою | 19,8 | 27,1 | 0,20 | 0,28 | 0,17 | | | 0,36 | |
| | 8 | Суглинок жорствяний | 20,4 | 27,1 | 0,17 | 0,26 | 0,16 | | | 0,35 | |
| 3 | 1 | Насипний ґрунт влжаний | 18,2 | - | 0,17 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Глина коричнева | 19,2 | 27,4 | 0,31 | 0,52 | 0,26 | 18 | 45 | 0,44 | 15 |
| | 3 | Пісок дрібний пилюватий | 19,7 | 27,0 | 0,27 | - | - | 29 | 6 | 0,30 | 16 |
| | 4 | Супісок мулуватий | 19,6 | 23,8 | 0,25 | 0,25 | 0,22 | 16 | 10 | 0,29 | 6 |
| | 5 | Глина мулувата | 18,9 | 27,3 | 0,42 | 0,44 | 0,25 | 11 | 20 | 0,35 | 9 |
| | 6 | Супісок | 18,9 | 26,6 | 0,23 | 0,24 | 0,20 | | | 0,3 | |
| | 7 | Пісок пилюватий | 18,7 | 26,7 | 0,27 | - | - | | | 0,42 | |
| | 8 | Глина | 20,0 | 27,1 | 0,26 | 0,47 | 0,24 | | | 0,36 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №5

| Варіант грунтових умов | № ПЕ грун ту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації Е, МПа |
|------------------------------|-----------------------|---|-------------------------------------|---|-----------|----------------|----------------|----------------------------|----------------------|----------------------------|--------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | c _п , кПа | | |
| 4 | 1 | Насипний ґрунт влєжаний | 17,8 | - | 0,13 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Пісок середньої крупності | 19,0 | 26,6 | 0,22 | - | - | 34 | 2 | 0,30 | 15 |
| | 3 | Пісок дрібний | 18,0 | 26,5 | 0,16 | - | - | 30 | 3 | 0,30 | 18 |
| | 4 | Супісок мулуватий | 19,9 | 27,0 | 0,22 | 0,20 | 0,14 | 15 | 9 | 0,32 | 8 |
| | 5 | Супісок мулуватий | 18,8 | 26,9 | 0,24 | 0,25 | 0,22 | 18 | 9 | 0,41 | 7 |
| | 6 | Пісок пилуватий | 17,5 | 26,0 | 0,17 | - | - | | | 0,31 | |
| | 7 | Глина зелено-сіра | 19,0 | 27,4 | 0,27 | 0,39 | 0,18 | | | 0,41 | |
| | 8 | Суглинок напівтвердий каолінізований | 20,0 | 27,0 | 0,18 | 0,27 | 0,17 | | | 0,35 | |
| 5 | 1 | Насипний ґрунт влєжаний | 17,9 | - | 0,14 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Пісок дрібний | 17,3 | 26,5 | 0,16 | - | - | 28 | 1 | 0,31 | 26 |
| | 3 | Пісок пилуватий | 17,5 | 26,5 | 0,18 | - | - | 25 | 3 | 0,30 | 21 |
| | 4 | Супісок мулуватий | 17,8 | 27,0 | 0,27 | 0,23 | 0,20 | 15 | 9 | 0,31 | 7 |
| | 5 | Супісок текучий | 18,4 | 26,9 | 0,28 | 0,25 | 0,23 | 18 | 10 | 0,30 | 9 |
| | 6 | Суглинок бурий | 19,2 | 26,7 | 0,19 | 0,34 | 0,16 | | | 0,40 | |
| | 7 | Глина пластична | 17,2 | 27,4 | 0,32 | 0,48 | 0,18 | | | 0,41 | |
| | 8 | Глина третинна | 20,4 | 27,8 | 0,21 | 0,38 | 0,15 | | | 0,42 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №6

| Варіант ґрунтових умов | № ПЕ ґрунту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/м ³ | $\gamma_{с}$, кН/м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуассона ν | Модуль еформиції, Е, МПа |
|------------------------|-------------|--|----------------------------------|----------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|----------------|----------------------|--------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | ϕ_{II} , град | c_{II} , кПа | | |
| 1 | 1 | Супісок твердий гумусований | 17,9 | 27,0 | 0,12 | 0,18 | 0,13 | 20 | 10 | 0,30 | 9 |
| | 2 | Суглинок напівтвердий піщаністий | 19,3 | 27,1 | 0,14 | 0,24 | 0,13 | 19 | 29 | 0,34 | 10 |
| | 3 | Пісок дрібний, маловолгий | 17,2 | 26,6 | 0,09 | - | - | | | 0,30 | |
| | 4 | Суглинок піщаністий з прошарками глини | 20,0 | 27,1 | 0,17 | 0,23 | 0,13 | 17 | 22 | 0,33 | 10 |
| | 5 | Глина з прошарками піску | 20,2 | 27,4 | 0,19 | 0,37 | 0,18 | 17 | 33 | 0,42 | 14 |
| | 6 | Суглинок з прошарками глини | 20,3 | 27,1 | 0,21 | 0,29 | 0,17 | | | 0,36 | |
| | 7 | Глина строката піщаніста | 20,4 | 27,4 | 0,19 | 0,41 | 0,20 | | | 0,44 | |
| | 8 | Суглинок з прошарками пісковиків | 20,5 | 27,1 | 0,15 | 0,27 | 0,15 | 17 | 29 | 0,35 | 22 |
| 2 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 17,2 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок моренний з галькою | 19,7 | 27,1 | 0,16 | 0,24 | 0,13 | 20 | 26 | 0,35 | 12 |
| | 3 | Суглинок напівтвердий гумусований | 17,2 | 26,8 | 0,21 | 0,34 | 0,20 | | | 0,36 | |
| | 4 | Пісок дрібно-пилуватий неоднорідн | 19,4 | 26,6 | 0,18 | - | - | 24 | 3 | 0,31 | 18 |
| | 5 | Супісок пластичний до текучого | 19,5 | 27,0 | 0,16 | 0,18 | 0,13- | | | 0,31 | |
| | 6 | Суглинок піщаністий з прошарками піску | 19,8 | 27,1 | 0,22 | 0,27 | 0,16 | 16 | 22 | 0,36 | 9 |
| | 7 | Глина тверда, важка | 21,1 | 27,4 | 0,21 | 0,50 | 0,22 | | | 0,43 | |
| | 8 | Суглинок жорствяний | 20,9 | 27,1 | 0,28 | 0,32 | 0,24 | 20 | 41 | 0,36 | 15 |
| 3 | 1 | Ґрунтово-рослинний шар | 17,3 | - | 0,17 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок твердий | 17,3 | 26,8 | 0,18 | 0,30 | 0,19 | 23 | 26 | 0,35 | 14 |
| | 3 | Суглинок напівтвердий глинистий | 20,1 | 27,1 | 0,17 | 0,30 | 0,16 | 18 | 28 | 0,34 | 16 |
| | 4 | Пісок дрібно-пилуватий неоднорідн | 19,4 | 26,6 | 0,19 | - | - | | | 0,30 | |
| | 5 | Суглинок напівтвердий каолінізований | 18,8 | 27,1 | 0,35 | 0,49 | 0,34 | 16 | 23 | 0,35 | 12 |
| | 6 | Пісок дрібно-пилуватий, глинистий | 20,3 | 26,6 | 0,16 | - | - | 37 | 5 | 0,30 | 29 |
| | 7 | Суглинок каолінізований | 18,2 | 27,1 | 0,35 | 0,47 | 0,34 | | | 0,37 | |
| | 8 | Супісок жорствяний | 20,5 | 27,0 | 0,16 | 0,25 | 0,19 | | | 0,31 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №6

| Варіант ґрунтових умов | № ПЕ ґрунту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/м ³ | γ_{s} , кН/м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуассона, ν | Модуль деформації E, МПа |
|------------------------|-------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|---------------|-----------------------|--------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\varphi_{п}$, град | $c_{п}$, кПа | | |
| 4 | 1 | Супісок | 17,3 | 26,7 | 0,04 | 0,20 | 0,14 | 23 | 11 | 0,30 | 14 |
| | 2 | Пісок дрібний | 16,5 | 26,5 | 0,03 | - | - | 33 | 1 | 0,31 | 25 |
| | 3 | Пісок середньої крупності | 17,2 | 26,5 | 0,11 | - | - | 35 | 5 | 0,30 | 40 |
| | 4 | Суглинок тугопластичний | 18,5 | 27,1 | 0,38 | 0,46 | 0,34 | | | 0,36 | |
| | 5 | Суглинок з плямами залізнення | 18,3 | 26,8 | 0,22 | 0,27 | 0,18 | 16 | 16 | 0,34 | 17 |
| | 6 | Глина важка | 20,5 | 27,4 | 0,21 | 0,48 | 0,20 | 15 | 42 | 0,42 | 24 |
| | 7 | Пісок дрібний каоліністий | 21,2 | 26,6 | 0,19 | - | - | | | 0,30 | |
| | 8 | Пісок пілуватий, щільний | 20,9 | 26,6 | 0,17 | - | - | | | 0,31 | |
| 5 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок гумусований | 16,2 | - | 0,21 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Глина тверда легка, коричнева | 18,0 | 27,4 | 0,18 | 0,37 | 0,19 | 18 | 32 | 0,41 | 18 |
| | 3 | Суглинок напівтвердий | 16,9 | 26,8 | 0,22 | 0,36 | 0,19 | | | 0,35 | |
| | 4 | Суглинок м'якопластичний | 16,9 | 26,0 | 0,27 | 0,33 | 0,18 | 12 | 11 | 0,35 | 7 |
| | 5 | Суглинок м'якопластичний, в'язкий | 18,6 | 27,0 | 0,28 | 0,33 | 0,21 | 17 | 17 | 0,30 | 9 |
| | 6 | Суглинок текучопластичний | 18,6 | 27,0 | 0,23 | 0,25 | 0,17 | | | 0,34 | |
| | 7 | Суглинок тугопластичний | 18,4 | 27,0 | 0,24 | 0,33 | 0,18 | | | 0,35 | |
| | 8 | Суглинок напівтвердий | 19,1 | 26,9 | 0,19 | 0,28 | 0,18 | 23 | 25 | 0,36 | 23 |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №7

| Варіант грунтових умов | № ІГЕ гру нту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | $\gamma_{с}$, кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------------|------------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|--------------|----------------------------|---------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | $c_{п}$,кПа | | |
| 1 | 1 | Рослинний шар | 17,2 | - | 0,12 | - | - | - | - | - | - |
| | 2 | Супісок пластичний | 17,7 | 26,8 | 0,15 | 0,19 | 0,13 | 21 | 11 | 0,30 | 11 |
| | 3 | Пісок дрібний | 16,9 | 26,5 | 0,05 | - | - | 32 | 2 | 0,30 | 28 |
| | 4 | Супісок твердий | 18,2 | 26,9 | 0,10 | 0,16 | 0,11 | | | 0,31 | |
| | 5 | Пісок дрібний щільний | 17,4 | 26,5 | 0,05 | - | - | 34 | 3 | 0,32 | 34 |
| | 6 | Пісок середньої крупності | 17,4 | 26,4 | 0,044 | - | - | | | 0,30 | |
| | 7 | Пісок пілуватий щільний | 17,5 | 26,6 | 0,056 | - | - | 33 | 5 | 0,31 | 26 |
| | 8 | Супісок пластичний | 18,4 | 26,9 | 0,12 | 0,17 | 0,11 | | | 0,30 | |
| 2 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 17,0 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок твердий | 18,3 | 26,9 | 0,15 | 0,21 | 0,15 | | | 0,30 | |
| | 3 | Пісок пілуватий | 16,8 | 26,6 | 0,05 | - | - | 30 | 4 | 0,32 | 18 |
| | 4 | Суглинок | 16,5 | 27,0 | 0,16 | 0,34 | 0,20 | 21 | 19 | 0,34 | 15 |
| | 5 | Суглинок жовтий | 17,0 | 27,1 | 0,18 | 0,36 | 0,21 | | | 0,35 | |
| | 6 | Пісок дрібний | 16,6 | 26,6 | 0,04 | - | - | 35 | 4 | 0,30 | 12 |
| | 7 | Суглинок важкий | 16,6 | 26,8 | 0,15 | 0,34 | 0,21 | | | 0,36 | |
| | 8 | Пісок середньої крупності | 17,6 | 26,6 | 0,23 | - | - | 37 | 2 | 0,30 | 25 |
| 3 | 1 | Ґрунтово-рослинний шар | 17,1 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок лесовий гумусований | 17,0 | 26,8 | 0,22 | 0,35 | 0,18 | 14 | 14 | 0,35 | 6 |
| | 3 | Суглинок напівтвердий з включенням карбонатів | 17,5 | 26,8 | 0,21 | 0,35 | 0,19 | 25 | 19 | 0,34 | 18 |
| | 4 | Суглинок твердий високопористий | 16,8 | 26,8 | 0,17 | 0,29 | 0,18 | | | 0,35 | |
| | 5 | Ґлина легка | 18,1 | 27,4 | 0,18 | 0,37 | 0,19 | 18 | 30 | 0,35 | 11 |
| | 6 | Суглинок з карбонатами | 18,8 | 27,0 | 0,12 | 0,27 | 0,17 | 19 | 25 | 0,34 | 14 |
| | 7 | Пісок дрібний | 19,3 | 26,6 | 0,15 | - | - | | | 0,30 | |
| | 8 | Суглинок тугопластичний важкий | 18,5 | 27,0 | 0,24 | 0,33 | 0,18 | | | 0,36 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №7

| Варіант грунтових умов | № ГЕ грун ту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п},$ кН/ м ³ | $\gamma_{s},$ кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|--------------|-------------------------|---------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п},$ град | $c_{п},$ кПа | | |
| 4 | 1 | Насипний ґрунт | 15,4 | - | 0,13 | - | - | - | - | - | - |
| | 2 | Супісок | 19,0 | 26,6 | 0,20 | 0,22 | 0,15 | | | 0,31 | |
| | 3 | Пісок пилюватий | 16,2 | 26,5 | 0,19 | - | - | 29 | 6 | 0,30 | 30 |
| | 4 | Глина | 19,2 | 26,7 | 0,22 | 0,34 | 0,16 | | | 0,42 | |
| | 5 | Глина важка | 20,4 | 27,8 | 0,24 | 0,44 | 0,17 | 19 | 47 | 0,41 | 18 |
| | 6 | Суглинок з домішками жорстви | 18,4 | 27,0 | 0,17 | 0,22 | 0,15 | 20 | 10 | 0,36 | 8 |
| | 7 | Суглинок жорстяний, глинистий | 18,9 | 27,0 | 0,22 | 0,32 | 0,18 | 21 | 23 | 0,35 | 12 |
| | 8 | Суглинок жорстяний | 19,1 | 27,0 | 0,12 | 0,24 | 0,16 | | | 0,36 | |
| 5 | 1 | Насипний ґрунт | 16,4 | - | 0,14 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок важкий | 18,4 | 27,1 | 0,20 | 0,32 | 0,16 | 17 | 12 | 0,34 | 15 |
| | 3 | Суглинок напівтвердий | 19,3 | 26,8 | 0,21 | 0,30 | 0,18 | 23 | 31 | 0,35 | 16 |
| | 4 | Супісок пилюватий легкий | 17,3 | 26,6 | 0,20 | 0,21 | 0,15 | 18 | 6 | 0,35 | 9 |
| | 5 | Пісок пилюватий | 16,8 | 26,4 | 0,18 | - | - | | | 0,30 | |
| | 6 | Пісок крупний | 19,8 | 26,5 | 0,20 | - | - | | | 0,30 | |
| | 7 | Суглинок бурий | 17,6 | 26,6 | 0,18 | 0,28 | 0,15 | | | 0,35 | |
| | 8 | Глина четвертинна | 19,7 | 27,4 | 0,25 | 0,44 | 0,20 | 21 | 35 | 0,41 | 24 |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №8

| Варіант грунтових умов | № ПЕ грун ту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|------------------------------|-----------------------|---------------------------|--------------------------------------|---|-----------|----------------|----------------|----------------------------|----------------------|-------------------------|---------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | C _п , кПа | | |
| 1 | 1 | Суглинок гумусований | 17,3 | 26,8 | 0,29 | 0,36 | 0,21 | 10 | 12 | 0,35 | 7 |
| | 2 | Суглинок високопористий | 16,6 | 26,8 | 0,17 | 0,25 | 0,17 | 27 | 29 | 0,35 | 16 |
| | 3 | Суглинок напівтвердий | 18,0 | 26,8 | 0,23 | 0,35 | 0,21 | 19 | 19 | 0,34 | 9 |
| | 4 | Супісок пластичний | 17,5 | 27,0 | 0,17 | 0,23 | 0,16 | 14 | 7 | 0,35 | 16 |
| | 5 | Суглинок пилюватий | 18,4 | 26,8 | 0,21 | 0,26 | 0,17 | 16 | 16 | 0,41 | 14 |
| | 6 | Пісок середньої крупності | 17,9 | 26,6 | 0,12 | - | - | | | 0,30 | |
| | 7 | Суглинок тугопластичний | 19,5 | 27,0 | 0,30 | 0,39 | 0,23 | | | 0,36 | |
| | 8 | Глина напівтверда | 19,8 | 27,0 | 0,31 | - | - | | | 0,30 | |
| | 9 | Пісок пилюватий | 19,2 | 26,6 | 0,20 | - | - | 28 | 3 | 0,31 | 18 |
| 2 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 17,3 | - | 0,18 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок тугопластичний | 17,1 | 26,8 | 0,19 | 0,26 | 0,17 | 29 | 19 | 0,34 | 14 |
| | 3 | Суглинок коричнево-бурий | 18,4 | 26,8 | 0,25 | 0,35 | 0,21 | 20 | 19 | 0,35 | 8 |
| | 4 | Пісок середньозернистий | 17,8 | 26,5 | 0,11 | - | - | | | 0,31 | |
| | 5 | Суглинок | 15,0 | 26,7 | 0,19 | 0,30 | 0,16 | 17 | 7 | 0,35 | 11 |
| | 6 | Пісок дрібний | 18,1 | 26,5 | 0,16 | - | - | | | 0,31 | |
| | 7 | Пісок середньої крупності | 19,8 | 26,5 | 0,20 | - | - | 29 | 4 | 0,3 | 26 |
| | 8 | Пісок дрібний | 16,5 | 26,5 | 0,15 | - | - | | | 0,30 | |
| | 9 | Глина третинна | 20,1 | 27,2 | 0,20 | 0,46 | 0,17 | 19 | 41 | 0,42 | 28 |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №8

| Варіант ґрунтових умов | № ПГЕ | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | $\gamma_{с}$, кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль еформації Е, МПа |
|------------------------|-------|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|---------------|----------------------|-------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\varphi_{п}$, град | $c_{п}$, кПа | | |
| 3 | 1 | Насипний ґрунт, суглинок | 16,7 | - | 0,14 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок | 16,8 | 26,7 | 0,18 | 0,28 | 0,17 | 23 | 27 | 0,35 | 21 |
| | 3 | Супісок пилуватий | 17,7 | 26,6 | 0,14 | 0,18 | 0,12 | 19 | 14 | 0,30 | 14 |
| | 4 | Пісок пилуватий | 17,0 | 26,5 | 0,15 | - | - | 25 | 3 | 0,30 | 15 |
| | 5 | Пісок середньої крупності | 19,8 | 26,5 | 0,20 | - | - | | | 0,29 | |
| | 6 | Суглинок легкий | 16,5 | 26,7 | 0,15 | 0,26 | 0,12 | 20 | 5 | 0,36 | 18 |
| | 7 | Глина четвертинна | 19,7 | 27,4 | 0,25 | 0,44 | 0,20 | 19 | 20 | 0,41 | 25 |
| | 8 | Суглинок важкий | 19,8 | 27,0 | 0,22 | 0,35 | 0,19 | | | 0,36 | |
| | 9 | Глина третинна | 19,8 | 27,4 | 0,24 | 0,45 | 0,21 | | | 0,43 | |
| 4 | 1 | Рослинний шар | 16,5 | - | 0,14 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Пісок середньої крупності | 19,6 | 26,5 | 0,19 | - | - | 30 | 5 | 0,30 | 26 |
| | 3 | Пісок пилуватий | 18,1 | 26,5 | 0,21 | - | - | 24 | 4 | 0,31 | 17 |
| | 4 | Супісок | 17,4 | 26,7 | 0,15 | 0,20 | 0,14 | | | 0,32 | |
| | 5 | Суглинок | 16,5 | 27,0 | 0,15 | 0,30 | 0,15 | 22 | 9 | 0,35 | 18 |
| | 6 | Глина четвертинна | 19,6 | 27,2 | 0,22 | 0,42 | 0,17 | 18 | 32 | 0,41 | 29 |
| | 7 | Суглинок бурий | 19,0 | 27,0 | 0,20 | 0,25 | 0,15 | | | 0,35 | |
| | 8 | Супісок пилуватий | 16,6 | 26,7 | 0,19 | 0,21 | 0,14 | 19 | 5 | 0,30 | 19 |
| | 9 | Пісок середньої крупності | 19,2 | 26,5 | 0,18 | - | - | | | 0,30 | |
| 5 | 1 | Рослинний шар | 16,8 | - | 0,16 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок твердий важкий | 18,9 | 27,0 | 0,17 | 0,34 | 0,18 | 22 | 26 | 0,35 | 14 |
| | 3 | Суглинок з прошарками глини | 18,0 | 27,0 | 0,17 | 0,33 | 0,18 | 21 | 23 | 0,31 | 9 |
| | 4 | Глина тверда, легка | 18,6 | 27,4 | 0,17 | 0,35 | 0,17 | 17 | 29 | 0,43 | 14 |
| | 5 | Суглинок твердий | 18,2 | 27,0 | 0,16 | 0,30 | 0,17 | | | 0,35 | |
| | 6 | Суглинок з прошарками пилуватого піску | 19,4 | 27,0 | 0,30 | 0,39 | 0,23 | | | 0,36 | |
| | 7 | Глина важка | 19,6 | 27,1 | 0,29 | 0,54 | 0,25 | 17 | 34 | 0,43 | 14 |
| | 8 | Суглинок з карбонатами | 18,7 | 26,9 | 0,15 | 0,26 | 0,17 | | | 0,35 | |
| | 9 | Пісок дрібний щільний | 19,3 | 26,6 | 0,16 | - | - | 34 | 3 | 0,30 | 34 |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №9

| Варіант грунтових умов | № ІГЕ гру нту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|---------------------------|------------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|---------------|-------------------------|---------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | $c_{п}$, кПа | | |
| 1 | 1 | Супісок твердий | 18,2 | 26,9 | 0,13 | 0,24 | 0,18 | 24 | 13 | 0,31 | 16 |
| | 2 | Супісок пластичний | 18,6 | 26,9 | 0,21 | 0,25 | 0,18 | 26 | 21 | 0,30 | 1 |
| | 3 | Супісок лесоподібний | 16,1 | 26,9 | 0,10 | 0,23 | 0,18 | | | 0,30 | |
| | 4 | Супісок твердий | 17,0 | 26,9 | 0,16 | 0,24 | 0,18 | 24 | 23 | 0,29 | 20 |
| | 5 | Супісок | 17,8 | 26,9 | 0,15 | 0,25 | 0,19 | 24 | 13 | 0,30 | 15 |
| | 6 | Супісок запісочений | 17,8 | 26,9 | 0,10 | 0,18 | 0,12 | | | 0,32 | |
| | 7 | Суглинок напівтвердий | 19,2 | 27,0 | 0,18 | 0,27 | 0,17 | 25 | 34 | 0,35 | 20 |
| | 8 | Глина напівтверда | 19,2 | 27,3 | 0,23 | 0,40 | 0,20 | | | 0,42 | |
| 2 | 1 | Насипний ґрунт | 16,9 | - | 0,12 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок піщаністий | 17,2 | 26,9 | 0,13 | 0,23 | 0,18 | 27 | 20 | 0,31 | 18 |
| | 3 | Суглинок м'якопластичний | 18,7 | 26,9 | 0,24 | 0,26 | 0,18 | | | 0,35 | |
| | 4 | Суглинок напівтвердий | 18,4 | 27,0 | 0,19 | 0,27 | 0,18 | 23 | 25 | 0,36 | 17 |
| | 5 | Суглинок тугопластичний | 18,6 | 27,0 | 0,21 | 0,28 | 0,18 | 21 | 23 | 0,34 | 14 |
| | 6 | Суглинок твердий | 19,1 | 27,0 | 0,12 | 0,22 | 0,12 | | | 0,35 | |
| | 7 | Суглинок з домішками жорстви | 19,6 | 27,0 | 0,17 | 0,23 | 0,14 | | | 0,36 | |
| | 8 | Пісок пилюватий | 17,9 | 26,6 | 0,11 | - | - | 31 | 5 | 0,30 | 20 |
| 3 | 1 | Рослинний шар | 16,7 | - | 0,15 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок з прошарками супіску твердий | 19,2 | 27,0 | 0,13 | 0,23 | 0,13 | 25 | 34 | 0,35 | 26 |
| | 3 | Суглинок м'якопластичний | 19,5 | 27,0 | 0,24 | 0,27 | 0,18 | 18 | 18 | 0,37 | 8 |
| | 4 | Супісок твердий | 18,5 | 26,8 | 0,19 | 0,22 | 0,16 | 28 | 16 | 0,30 | 20 |
| | 5 | Суглинок тугопластичний | 19,6 | 27,0 | 0,21 | 0,27 | 0,17 | | | 0,35 | |
| | 6 | Глина м'якопластична | 19,7 | 27,2 | 0,28 | 0,37 | 0,19 | 13 | 39 | 0,41 | 12 |
| | 7 | Глина сіра | 19,4 | 27,3 | 0,26 | 0,37 | 0,18 | | | 0,42 | |
| | 8 | Глина напівтверда | 19,3 | 27,2 | 0,22 | 0,39 | 0,19 | | | 0,43 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №9

| Варіант грунтових умов | № ІГЕ грун ту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|---------------------------|------------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|----------------------|-------------------------|---------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\varphi_{п}$, град | c _п , кПа | | |
| 4 | 1 | Насипний ґрунт | 16,5 | - | 0,12 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок напівтвердий | 19,0 | 27,0 | 0,11 | 0,20 | 0,11 | 25 | 35 | 0,34 | 31 |
| | 3 | Супісок пластичний | 17,3 | 26,8 | 0,14 | 0,17 | 0,11 | | | 0,30 | |
| | 4 | Пісок дрібний | 16,5 | 26,5 | 0,06 | - | - | 30 | 1 | 0,31 | 24 |
| | 5 | Пісок дрібний щільний | 17,4 | 26,5 | 0,05 | - | - | | | 0,30 | |
| | 6 | Супісок твердий | 18,4 | 26,9 | 0,11 | 0,17 | 0,11 | 27 | 15 | 0,29 | 18 |
| | 7 | Суглинок з карбонатами | 18,3 | 27,0 | 0,13 | 0,21 | 0,12 | | | 0,35 | |
| | 8 | Суглинок тугопластичний | 18,3 | 27,0 | 0,16 | 0,20 | 0,11 | 18 | 20 | 0,36 | 13 |
| 5 | 1 | Рослинний шар | 16,9 | - | 0,11 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Пісок дрібний | 17,5 | 26,5 | 0,08 | - | - | 34 | 3 | 0,31 | 33 |
| | 3 | Пісок дрібний щільний | 17,8 | 26,5 | 0,04 | - | - | 36 | 4 | 0,30 | 38 |
| | 4 | Супісок | 19,4 | 26,9 | 0,11 | 0,17 | 0,12 | | | 0,31 | |
| | 5 | Супісок пластичний | 17,2 | 26,8 | 0,15 | 0,18 | 0,12 | 20 | 11 | 0,30 | 9 |
| | 6 | Суглинок тугопластичний | 18,2 | 27,0 | 0,16 | 0,23 | 0,12 | 21 | 25 | 0,34 | 19 |
| | 7 | Глина тугопластична, легка | 18,7 | 27,4 | 0,26 | 0,39 | 0,21 | | | 0,43 | |
| | 8 | Глина напівтверда з прошарками суглинку | 19,5 | 27,4 | 0,24 | 0,43 | 0,23 | | | 0,42 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №10

| Варіант грунтових умов | № ПЕ грун ту | Найменування ґрунту | γ_d , кН/ м ³ | γ_s , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації E, МПа |
|------------------------------|-----------------------|---|------------------------------------|------------------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|---------------|-------------------------|--------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | φ_{II} , град | c_{II} ,кПа | | |
| 1 | 1 | Рослинний шар | 17,2 | - | 0,13 | - | - | | | | |
| | 2 | Суглинок з прошарками супіску | 17,4 | 26,8 | 0,16 | 0,24 | 0,16 | 12 | 14 | 0,35 | 19 |
| | 3 | Пісок дрібний неоднорідний | 18,1 | 26,6 | 0,12 | - | - | 32 | 2 | 0,30 | 28 |
| | 4 | Суглинок з карбонатними дудиками | 19,2 | 26,8 | 0,21 | 0,25 | 0,16 | | | 0,36 | |
| | 5 | Глина піщаниста | 19,5 | 27,4 | 0,26 | 0,43 | 0,20 | 18 | 33 | 0,43 | 14 |
| | 6 | Суглинок важкий | 19,3 | 27,1 | 0,29 | 0,41 | 0,24 | | | 0,35 | |
| | 7 | Пісок дрібний з включ. жорстви | 19,4 | 26,6 | 0,19 | - | - | 32 | 3 | 0,30 | 28 |
| | 8 | Суглинок жорствяний, слюдистий | 19,6 | 27,0 | 0,19 | 0,24 | 0,17 | | | 0,36 | |
| 2 | 1 | Насипний ґрунт | 16,5 | - | 0,12 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок просідний | 17,3 | 27,0 | 0,15 | 0,20 | 0,15 | | | 0,36 | |
| | 3 | Глина важка | 19,6 | 27,4 | 0,29 | 0,51 | 0,24 | 16 | 43 | 0,42 | 16 |
| | 4 | Суглинок піщанистий | 19,3 | 27,0 | 0,20 | 0,27 | 0,18 | | | 0,36 | |
| | 5 | Пісок дрібний неоднорідний | 19,2 | 26,6 | 0,18 | - | - | 31 | 3 | 0,30 | 25 |
| | 6 | Суглинок тугопластичний | 18,6 | 26,8 | 0,21 | 0,29 | 0,17 | 19 | 21 | 0,35 | 9 |
| | 7 | Глина з прошарками піску | 19,1 | 27,4 | 0,23 | 0,40 | 0,20 | | | 0,42 | |
| | 8 | Суглинок жорствяний | 20,6 | 27,0 | 0,17 | 0,24 | 0,16 | 25 | 39 | 0,36 | 35 |
| 3 | 1 | Рослинний шар | 16,9 | - | 0,14 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Супісок пластичний | 18,8 | 27,0 | 0,22 | 0,23 | 0,17 | | | 0,31 | |
| | 3 | Глина важка | 20,9 | 27,4 | 0,36 | 0,66 | 0,35 | 19 | 39 | 0,43 | 20 |
| | 4 | Пісок дрібний | 19,6 | 26,6 | 0,20 | - | - | 28 | 1 | 0,30 | 27 |
| | 5 | Суглинок текучопластичний | 19,4 | 26,8 | 0,29 | 0,31 | 0,21 | | | 0,35 | |
| | 6 | Суглинок тугопластичний з прошарками глини | 19,1 | 27,0 | 0,26 | 0,34 | 0,19 | 20 | 21 | 0,36 | 13 |
| | 7 | Глина легка в'язка | 19,2 | 27,4 | 0,25 | 0,37 | 0,19 | 17 | 29 | 0,42 | 14 |
| | 8 | Суглинок важкий з прошарками глини | 19,0 | 27,0 | 0,24 | 0,32 | 0,19 | | | 0,35 | |

Продовження таблиці Б.3. Майданчик №10

| Варіант грунтових умов | № ПЕ грун ту | Найменування ґрунту | $\gamma_{п}$, кН/ м ³ | γ_{s} , кН/ м ³ | Вологість | | | Характеристики міцності | | Коеф. Пуасона, ν | Модуль деформації, Е, МПа |
|---------------------------|-----------------------|---|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|------------------|-------------------------|---------------------------------|
| | | | | | W | W _L | W _p | $\phi_{п}$, град | $c_{п}$, кПа | | |
| 4 | 1 | Насипний ґрунт | 18,0 | - | 0,16 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок напівтвердий | 17,3 | 26,8 | 0,19 | 0,26 | 0,18 | 17 | 11 | 0,34 | 6 |
| | 3 | Суглинок важкий | 17,2 | 27,1 | 0,07 | 0,33 | 0,18 | 23 | 29 | 0,35 | 21 |
| | 4 | Суглинок важкий піщаністий | 19,1 | 27,1 | 0,20 | 0,34 | 0,18 | | | 0,34 | |
| | 5 | Суглинок тугопластичний | 19,7 | 27,1 | 0,22 | 0,33 | 0,17 | | | 0,30 | |
| | 6 | Суглинок з домішками органіки | 19,2 | 27,1 | 0,27 | 0,33 | 0,18 | 14 | 18 | 0,36 | 10 |
| | 7 | Суглинок з прошарками пилуватого піску | 19,2 | 27,1 | 0,24 | 0,36 | 0,20 | | | 0,35 | |
| | 8 | Пісок пилуватий | 18,9 | 26,0 | 0,21 | - | - | 27 | 3 | 0,30 | 16 |
| 5 | 1 | Рослинний шар | 17,9 | - | 0,11 | - | - | - | - | - | |
| | 2 | Суглинок тугопластичний | 18,3 | 26,8 | 0,23 | 0,29 | 0,19 | | | 0,35 | |
| | 3 | Пісок середньої крупності | 17,5 | 26,5 | 0,07 | - | - | 37 | 2 | 0,30 | 32 |
| | 4 | Суглинок важкий піщаністий | 19,6 | 27,1 | 0,27 | 0,33 | 0,18 | | | 0,34 | |
| | 5 | Суглинок легкий піщаністий | 18,7 | 26,9 | 0,23 | 0,25 | 0,15 | | | 0,35 | |
| | 6 | Суглинок м'якопластичний | 17,9 | 27,1 | 0,27 | 0,31 | 0,19 | 16 | 14 | 0,34 | 7 |
| | 7 | Супісок пластичний | 18,9 | 27,0 | 0,21 | 0,25 | 0,19 | 21 | 11 | 0,30 | 11 |
| | 8 | Суглинок з жорствою | 19,4 | 27,0 | 0,19 | 0,26 | 0,17 | 22 | 28 | 0,35 | 19 |

Додаток В
Конструкції проміжних мостових опор

| | |
|--|---|
| | <p>Опора 2ОП 94-1 для габарита Г-8+2×1,5</p> |
| | <p>Опора 3ОП 115-1 для габарита Г-10+2×1,5</p> |
| | <p>Опора 3ОП 130-1 для габарита Г-11,5+2×1,5</p> |
| | <p>Опора 4ОП 167-1 для габарита Г-15,25+2×1,5</p> |

Додаток Г
Зусилля на рівні низу стійки 500×800 мм для проміжних опор

| Габарит моста | Тип опори | Висота опори H ₀ , м | Напрямок дії навантаження відносно осі опори | Прогін, м | Експлуатаційні (нормативні) | | Граничні (розрахункові) | | |
|-------------------|----------------------|------------------------------------|---|-----------|--------------------------------|-----------|----------------------------|-----------|----------------------------|
| | | | | | N _{max} , кН | M, кНм | N _{max} , кН | M, кНм | Q _{max.y} , кН |
| Г8+2·1,5 | Дво- стоякова | 3-14 | вздовж | 12 | 1660 | 330 | 2150 | 340 | 30 |
| | | 3-10 | поперек | | 1660 | 390 | 2150 | 460 | 230 |
| | | 10-14 | | | 1660 | 310 | 2150 | 340 | 230 |
| Г10+2·1,5 | Три- стоякова | 3-14 | вздовж | | 1470 | 300 | 1790 | 310 | 40 |
| | | 3-10 | поперек | | 1470 | 290 | 1790 | 350 | 200 |
| | | 10-14 | | | 1470 | 170 | 1790 | 220 | 200 |
| Г11,5+ +2·1,5 | Три- стоякова | 3-14 | вздовж | | 1730 | 350 | 2240 | 360 | 50 |
| | | 3-10 | поперек | | 1730 | 350 | 2240 | 420 | 230 |
| | | 10-14 | | | 1730 | 220 | 2240 | 260 | 230 |
| Г15,25+ +2·1,5 | Чотрьох- стоякова | 3-14 | вздовж | 1560 | 350 | 1900 | 360 | 50 | |
| | | 3-10 | поперек | 1560 | 450 | 1900 | 540 | 300 | |
| | | 10-14 | | 1560 | 150 | 1900 | 180 | 300 | |
| Г8+2·1,5 | Дво- стоякова | 3-14 | вздовж | 18 | 2640 | 400 | 3090 | 410 | 50 |
| | | 3-10 | поперек | | 2640 | 350 | 3090 | 440 | 260 |
| | | 10-14 | | | 2640 | 430 | 3090 | 520 | 260 |
| Г10+2·1,5 | Три- стоякова | 3-14 | вздовж | | 2030 | 330 | 2430 | 340 | 40 |
| | | 3-10 | поперек | | 2030 | 290 | 2430 | 350 | 150 |
| | | 10-14 | | | 2030 | 260 | 2430 | 310 | 150 |
| Г11,5+ +2·1,5 | Три- стоякова | 3-14 | вздовж | | 2370 | 400 | 2950 | 410 | 50 |
| | | 3-10 | поперек | | 2370 | 370 | 2950 | 440 | 220 |
| | | 10-14 | | | 2370 | 290 | 2950 | 350 | 220 |
| Г15,25+ +2·1,5 | Чотрьох- стоякова | 3-14 | вздовж | 2130 | 390 | 2520 | 400 | 50 | |
| | | 3-10 | поперек | 2130 | 470 | 2520 | 570 | 280 | |
| | | 10-14 | | 2130 | 190 | 2520 | 230 | 280 | |
| Г8+2·1,5 | Дво- стоякова | 3-14 | вздовж | 24 | 2740 | 290 | 3140 | 300 | 30 |
| | | 3-10 | поперек | | 2740 | 300 | 3140 | 360 | 190 |
| | | 10-14 | | | 2740 | 370 | 3140 | 450 | 190 |
| Г10+2·1,5 | Три- стоякова | 3-14 | вздовж | | 2810 | 290 | 3310 | 300 | 40 |
| | | 3-10 | поперек | | 2810 | 310 | 3310 | 380 | 210 |
| | | 10-14 | | | 2810 | 350 | 3310 | 420 | 210 |
| Г11,5+ +2·1,5 | Три- стоякова | 3-14 | вздовж | | 3310 | 430 | 3990 | 440 | 30 |
| | | 3-10 | поперек | | 3310 | 410 | 3990 | 500 | 250 |
| | | 10-14 | | | 3310 | 390 | 3990 | 470 | 250 |
| Г15,25+ +2·1,5 | Чотрьох- стоякова | 3-14 | вздовж | 2900 | 400 | 3530 | 410 | 50 | |
| | | 3-10 | поперек | 2900 | 480 | 3530 | 570 | 310 | |
| | | 10-14 | | 2900 | 280 | 3530 | 340 | 310 | |

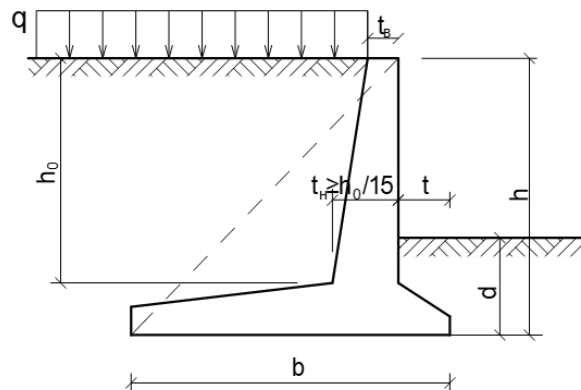
Додаток Д

Характеристики ґрунту зворотної засипки для улаштування підпірної стінки кутникового типу по варіантах завдання

| № варіанта | Найменування ґрунту | Питома вага, γ_n , кН/м ³ | Кут внутрішнього тертя, ϕ_n , град. | Питоме зчеплення, c_n кПа | Модуль деформації, E , МПа |
|------------|---------------------|---|--|-----------------------------|------------------------------|
| 1 | Пісок гравелистий | 18,5 | 40 | 0 | 40 |
| 2 | Пісок крупний | 18,4 | 38 | 1 | 40 |
| 3 | Пісок середній | 18,8 | 35 | 2 | 32 |
| 4 | Пісок дрібний | 18,2 | 28 | 3 | 26 |
| 5 | Пісок гравелистий | 18,9 | 43 | 0 | 43 |
| 6 | Пісок крупний | 19,0 | 39 | 1 | 35 |
| 7 | Пісок середній | 18,9 | 33 | 2 | 30 |
| 8 | Пісок дрібний | 17,8 | 36 | 4 | 34 |
| 9 | Пісок крупний | 18,8 | 42 | 2 | 42 |
| 10 | Пісок дрібний | 17,0 | 32 | 3 | 20 |

Додаток Е

Вихідні дані для розрахунку підпірної стінки кутникового типу

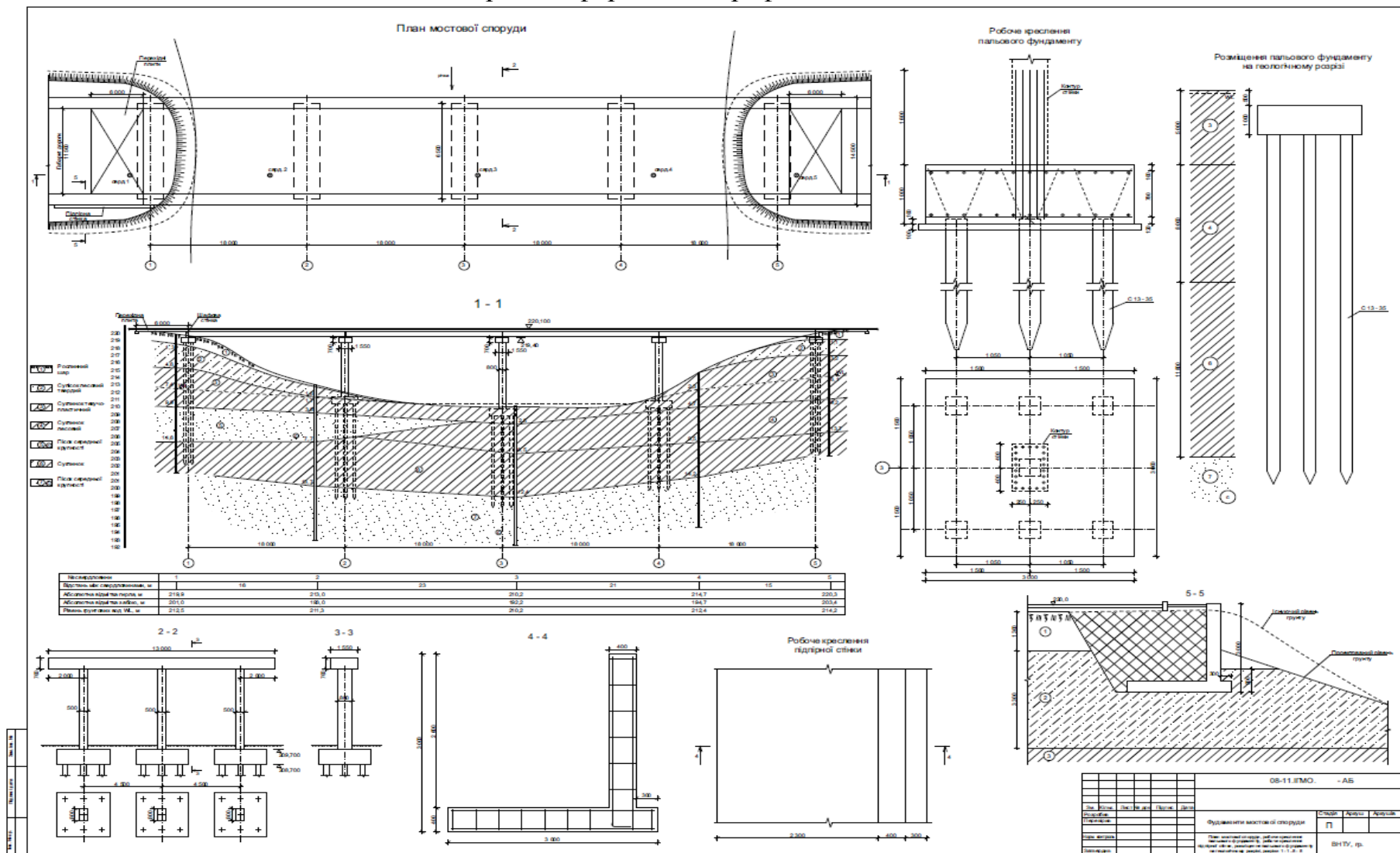


| № вар. | h, м | d, м | q, кПа | t, м |
|--------|------|------|--------|------|
| 1 | 3,0 | 0,8 | 25 | 0,3 |
| 2 | 3,5 | 0,9 | 15 | 0,4 |
| 3 | 4,0 | 1,0 | 20 | 0,4 |
| 4 | 4,5 | 1,0 | 10 | 0,5 |
| 5 | 2,5 | 0,6 | 40 | 0,3 |
| 6 | 2,0 | 0,6 | 30 | 0,3 |
| 7 | 4,3 | 1,0 | 10 | 0,4 |
| 8 | 2,8 | 0,7 | 30 | 0,4 |
| 9 | 2,7 | 0,6 | 40 | 0,3 |
| 10 | 3,2 | 0,7 | 20 | 0,4 |

Додаток Ж
Критерії оцінювання знань, умінь та навичок здобувачів за складовими курсового проєкту

| Рівень компетенції | За шкалою ЄКТС | Критерії оцінювання | | |
|--------------------------------|----------------|---|--|--|
| | | Пояснювальна записка | Кресленники | Захист КП |
| IV Високий (творчий) | A | 45 б.: виставляється при правильному та безпомилковому виконанні завдання, проведенні необхідних розрахунків з поясненням і коментуванням отриманих результатів | 15 б.: виставляється при правильному та безпомилковому з виконанні графічної частини | 40 б.: 90- 100% правильних відповідей |
| III Достатній (конструктивний) | B | 38 б. :при правильному і виконанні завдання, проведенні необхідних розрахунків з незначними помилками, з поясненням і коментуванням отриманих результатів | 13 б.: при правильному виконанні графічної частини з незначними помилками в оформленні вузлів та деталей | 34 б.: 82- 89% правильних відповідей |
| | C | 36 б.: при правильному виконанні завдання, проведенні необхідних розрахунків з незначними помилками, без пояснень до розрахунків, без посилань на певні формули чи методики | 12 б.: при правильному виконанні графічної частини з окремими помилками в конструктивних рішеннях | 31 б.: 75- 81% правильних відповідей |
| II Середній (репродуктивний) | D | 31 б.: виставляється, якщо при виконанні завдання допущені помилки, які свідчать про недостатнє знання теорії та практики виконання | 11 б.: виставляється, якщо при виконанні графічної частини допущені помилки, які свідчать про недостатнє знання теорії | 28 б.: 64-74% правильних відповідей |
| | E | 28 б.: виставляється, якщо при виконанні допущені помилки, які свідчать про недостатнє знання теорії та практики, пояснення відсутні або фрагментарні. | 9,4 б.: виставляється, якщо при виконанні допущені помилки, які свідчать про недостатнє знання теорії, пояснення відсутні або фрагментарні | 25 б.: 60-63% правильних відповідей |
| Низький | F | 0-26,5 б.: виставляється у випадку, якщо завдання виконане не повністю або виконане з великою кількістю помилок | 0-8,5 б.: виставляється у випадку, якщо графічна частина виконана не повністю | 0-23,6 б.: 0-59% правильних відповідей |

Додаток И Зразок оформлення графічної частини



*Навчальне електронне видання
комбінованого використання.
Можна використовувати в локальному та мережному
режимах*

**Блащук Наталя Вікторівна
Маєвська Ірина Вікторівна
Попович Микола Миколайович**

**Методичні вказівки до виконання курсових проєктів з дисципліни
“Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи” для здобувачів
спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”, ОПП
“Автомобільні дороги, вулиці та дорожньо-транспортні споруди”**

Рукопис оформила І. Маєвська

Видається в авторській редакції

Оригінал-макет виготовив М. Попович

Підписано до видання 15.02.2025
Гарнітура Times New Roman.
Зам. No P2022-071
Видавець та виготовлювач
Вінницький національний технічний університет,
Редакційно-видавничий відділ.
ВНТУ, ГНК, к. 114.
Хмельницьке шосе, 95,
м. Вінниця, 21021.
Тел. (0432) 65-18-06.
press.vntu.edu.ua;
Email: irvc.vntu@gmail.com
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК No 3516 від 01.07.2009 р.