



МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту
з освітньої компоненти «Протизсувні споруди»
для студентів другого (магістерського) рівня, спеціальності
194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія
та водні технології» ОП «Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології».



Одеса 2020

Методичні вказівки з освітньої компоненти «Протизсувні споруди» розглянуті і рекомендовані до друку на засіданні кафедри гідротехнічного будівництва.

Розробили:

доц. Анісімов К.І., к.т.н., доц. Дмитрієв С.В., к.т.н., доц. Осадчий В.С., доц. Осадчий С.С., ас. Бондаренко А.С.

Рецензенти:

1. Начальник управління інженерного захисту території міста і розвитку узбережжя Одеської міської ради Андрусішин В.В.

2. Професор кафедри «Основ і фундаментів» Одеської державної академії будівництва та архітектури, д.т.н. проф., Новський А.В.

Методичні вказівки розроблені для виконання курсового проекту з освітньої компоненти «Протизсувні споруди».

Методичні вказівки містять загальні відомості про розрахунки протизсувних споруд на бурових палях, зміст курсового проекту з вихідними даними по варіантах.

Для полегшення сприйняття і простоти засвоєння, в кожному з прикладів матеріал викладається по етапах.

Відповідальний за випуск: зав. кафедрою гідротехнічного будівництва к.т.н., доц. Осадчий В.С.

ЗМІСТ

1. ВСТУП	- 4 -
1.1. Загальні положення	- 4 -
1.2. Оформлення курсового проекту	- 5 -
2. КОНСТРУКЦІЇ ЗАГЛИБЛЕНИХ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД	- 6 -
3. ВКАЗІВКИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ	- 11 -
4. ПРОЕКТУВАННЯ ПРОТИЗСУВНИХ СПОРУД	- 13 -
4.1. Загальні схеми розрахунку і конструювання	- 13 -
4.2. Критичні відстані між утримуючими елементами	- 20 -
4.3. Розрахунок утримуючих елементів на горизонтальну силу	- 30 -
5. ПРАКТИЧНА ЧАСТИНА. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ПРОТИЗСУВНОЇ СПОРУДИ.	- 35 -
5.1. Вихідні дані і основні передумови.	- 35 -
5.2. Основний розрахунок	- 36 -
6. ЗАВДАННЯ ПО ВАРІАНТАХ	- 40 -
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	- 41 -

1. ВСТУП

До утримуючих протизсувних споруд з буронабивних паль відносяться: споруди, які сприймають зсувний тиск ґрунтових мас, які зміщуються, або здатних зміститися і забезпечують стійкість усього зсувного масиву або його частини, яка розташована вище утримуючої споруди; споруди, які працюють в умовах обтікання їх ґрунтом (окремі глибокі опори).

При проектуванні підпірних стін і утримуючих протизсувних споруд необхідно забезпечити їх надійність відповідно до класу відповідальності споруди.

При проектуванні комплексів протизсувних захисних споруд і заходів необхідно враховувати деформації схилу (укосу) по механізму зміщення (тип зсуву) і розміри зсувної ділянки по простяганню і глибині його поширення.

До протизсувних заходів, найчастіше вживаних в інженерній практиці, відносяться:

- а) регулювання поверхневого стоку води на зсувній ділянці і прилеглих до них територіях;
- б) перепланування поверхні зсуву до стійкого стану;
- в) регулювання підземного стоку води;
- г) зведення утримуючих споруд на шляху руху зсуву;
- д) закріплення ґрунтів поверхневого шару в зоні контакту зсувного тіла з підстилаючою поверхнею.

Перераховані протизсувні заходи можуть бути застосовані або окремо, або комплексно залежно від інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов ділянки.

Розрахунок стійкості утримуючих протизсувних споруд слід робити на дію дійсного зсувного тиску, що діє на його окремі частини або в цілому на споруду.

1.1. Загальні положення

Основою для розробки курсового проекту служить індивідуальне завдання, яке вибирається студентами самостійно.

Залежно від порядкового номера в заліковій відомості студент вибирає номер варіанту, який необхідно виконати. Варіанти наводяться в цих методичних вказівках в розділі 6. Приклади розрахунку наводяться в методичних вказівках.

Курсовий проект здається у вигляді рукописного матеріалу виконаного за допомогою ЕОМ або рукописним текстом, а також на електронних носіях (диск, дискета).

Курсовий проект оформляється на одній стороні білого паперу формату А4 (210х297) мм. Відстань від рамки до меж тексту верхньої і нижньої лінії рамок не менше 10 мм. Відстань від рамки до меж тексту на початку і у кінці рядків не менше 3 мм. Абзаци в тексті розпочинають з відступу, рівним п'яти ударам машинки, що пише, - 10-15 мм.

Рукописний текст виконується чорнилом або пастою одного кольору (допускається чорний, синій і фіолетовий кольори).

Текст пояснювальної записки виконується одним з наступних способів:

- рукописним - висота букв не менше 2,5 мм;
- машинописним - через два інтервали, висоту букв не менше 2,5 мм, стрічка тільки чорного кольору (напівжирна);
- текстовим редактором ЕОМ - вимоги ті ж, що для машинописного тексту.

Робота розділяється на розділи і підрозділи, пункти і підпункти, позначені арабськими цифрами. Розділи повинні мати порядкові номери в межах усього документу, позначені арабськими цифрами. Підрозділи повинні мати нумерацію в межах кожного розділу. Номер підрозділу складається з номерів розділу і підрозділу, розділених точкою. Розділи, як і підрозділи, можуть складатися з одного або декількох пунктів.

Ілюстрації в курсовому проекті даються для пояснення тексту, що викладається, відразу після нього. Ілюстрації, слід нумерувати арабськими цифрами наскрізною нумерацією. Допускається нумерація в межах розділу, в цьому випадку номер ілюстрації складається з номера розділу і порядкового номера ілюстрації, розділених точкою (наприклад, рис. 3.1).

Формули, приведені в тексті роботи, мають бути, як правило, записані спочатку в загальному вигляді, а потім вже має бути зроблена підстановка початкових даних і виконані необхідні обчислення. Після набуття значення шуканої (проміжної або остаточної) величини обов'язково проставляється її розмірність.

У кінці записки необхідно привести перелік літературних джерел, використаних студентом в процесі виконання роботи, в тій послідовності, в якій літературні джерела відмічені квадратними дужками в тексті.

Сторінки пояснювальної записки мають бути послідовно пронумеровані в правій нижній частині сторінки арабськими цифрами. Нумерація сторінок має бути наскрізною від титульного аркуша до останньої сторінки, включаючи креслення (схеми). На титульному аркуші, який є першою сторінкою, номер сторінки не ставиться, хоча і мається на увазі.

2. КОНСТРУКЦІЇ ЗАГЛИБЛЕНИХ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД

Конструктивні схеми заглиблених інженерних споруд вибирають залежно від призначення проектованої споруди, характеру і величини діючих навантажень, гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов району будівництва, планувального рішення місцевості і інших чинників. Конфігурація споруди в плані визначається його призначенням. Глибина заставляння буронабивних паль в ґрунті призначається залежно від діючих навантажень і прийнятої конструкції споруди.

Заглиблені інженерні споруди залежно від розміщення паль в плані можуть бути: а) однорядними - при порівняно невеликих величинах тиску ґрунту на споруду; б) дворядними - при великих величинах тиску ґрунту і необхідності не перегороджувати фільтраційний потік (якщо можливе облаштування однорядної споруди, але при цьому утворюється фільтраційна завіса, що небажано, слід влаштовувати дворядну споруду, яка не повинна значно підвищувати рівень ґрунтових вод); в) у вигляді кушів - під засади або окремі опори; г) трирядними - при доведеності розрахунком їх доцільності.

Різні види заглиблених інженерних споруд з використанням буронабивних паль приведені на Рис. 2.1–2.16.

Переріз конструкцій споруд визначають розрахунком. При цьому слід віддавати перевагу буронабивним палям великого діаметру, оскільки вони, як правило, дозволяють скоротити витрату матеріалів в порівнянні із застосуванням буронабивних паль меншого діаметру.

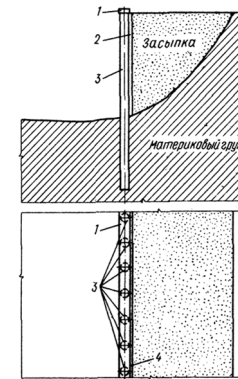


Рис. 2.1 Однорядні підпірні стінки з буронабивними палями, об'єднаними ростверком (1 - об'єднуючий ростверк; 2 - залізобетонна заборка; 3 - паля;

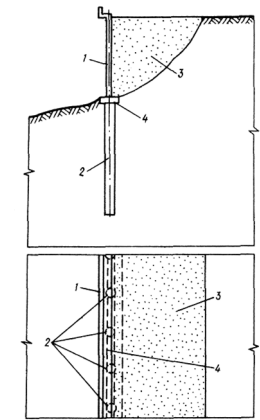


Рис. 2.2 Підпірні стінки, що зводяться на однорядних буронабивних палях, об'єднаних ростверком (1 - монолітна залізобетонна заборка; 2 - паля; 3 - засипка; 4 - ростверк)

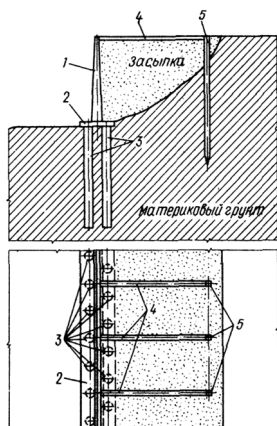


Рис. 2.3 Підпірні стінки, що зводяться на дворядних буронабивних палях, об'єднаних ростверком (1 - монолітна залізобетонна заборка; 2 - об'єднуючий ростверк; 3 - палі; 4 - анкер; 5 - анкерна паля)

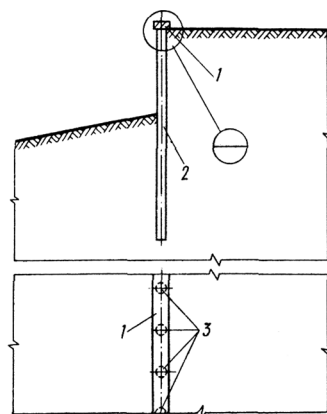


Рис. 2.4 Однорядне загородження з буронабивних паль, об'єднаних ростверком (1 - об'єднуючий ростверк; 2 - ряд із паль; 3 - палі)

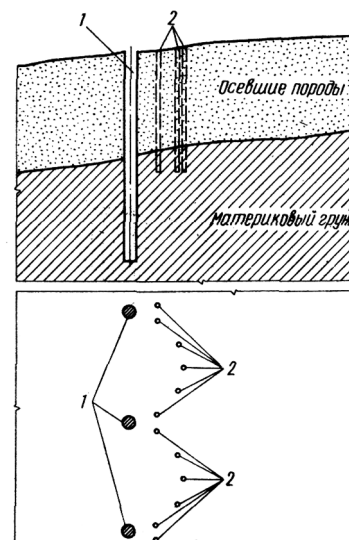


Рис. 2.7 Загородження з однорядних набивних паль і систем ґрутонабивних паль (1 - буронабивні палі; 2 - ґрутонабивні палі)

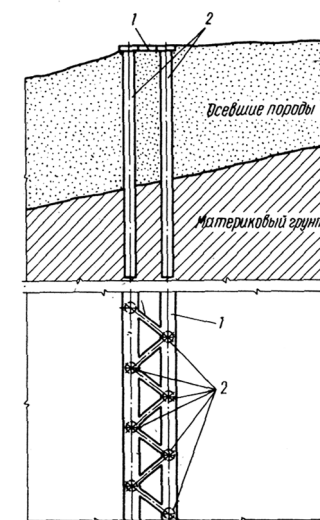


Рис. 2.8 Дворядне загородження, об'єднане загальним ростверком у вигляді ферми (1 - ростверк у вигляді ферми; 2 - палі)

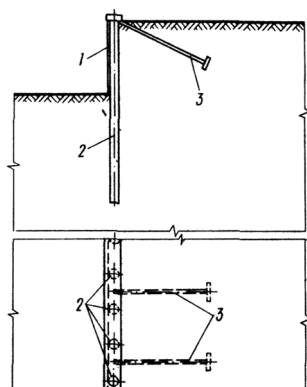


Рис. 2.5 Однорядні підпірні стінки з буронабивними палями з ростверком і анкерами (1 - залізобетонна заборка; 2 - палі; 3 - анкер)

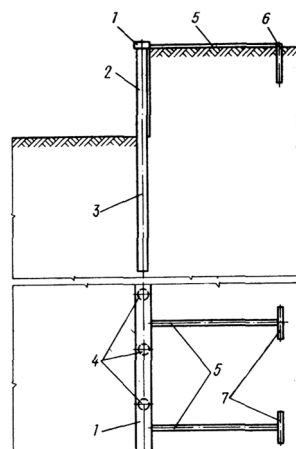


Рис. 2.6 Однорядні підпірні стінки з буронабивними палями з ростверками і анкерами (1 - об'єднуючий ростверк; 2 - залізобетонна заборка; 3 - ряд із паль; 4 - палі; 5 - горизонтальний анкер; 6 - анкерні елементи; 7 - анкеруючі елементи)

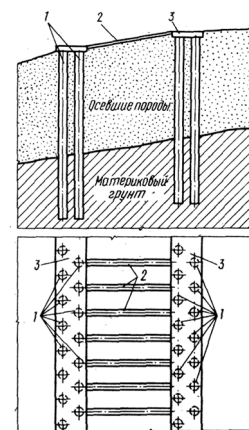


Рис. 2.9 Двох'ярусне загородження з дворядних буронабивних паль, об'єднаних ростверками і анкерами (1 - палі; 2 - анкер; 3 - об'єднуючий ростверк)

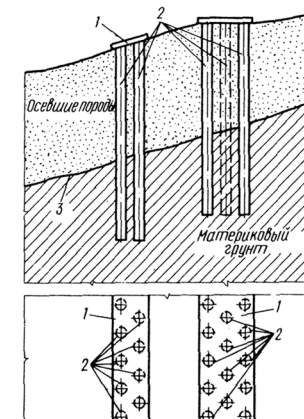


Рис. 2.10 Двох'ярусне загородження без анкерів (1 - об'єднуючий ростверк; 2 - палі; 3 - лінія ковзання)

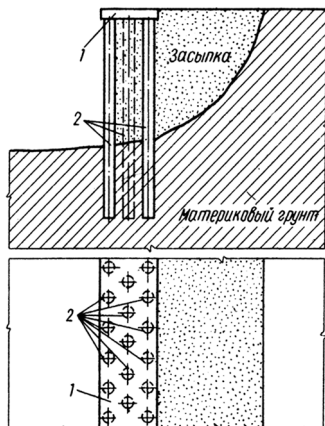


Рис. 2.11 Підпірні стінки з трирядних буронабивних паль, об'єднаних ростверком
(1 - об'єднуючий ростверк; 2 – палі)

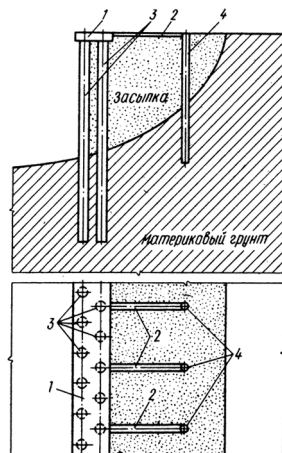


Рис. 2.12 Підпірні стінки з дворядних паль, об'єднаних ростверком і анкерними палями (1 - об'єднуючий ростверк; 2 - анкер; 3 - палі; 4 - анкерна паля)

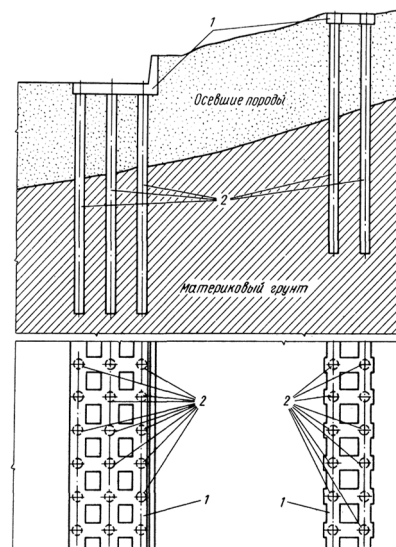


Рис. 2.15 Утримуючі протизсувні споруди з окремих пальових полів (1 - об'єднуючий ростверк; 2 - палі)

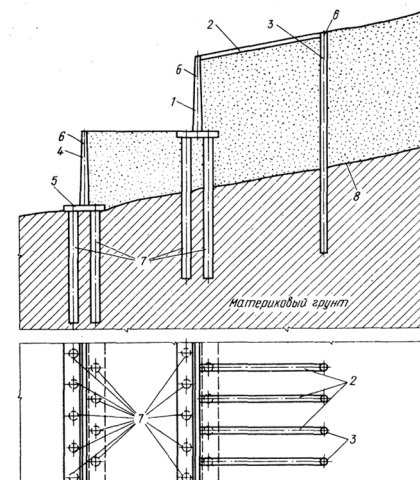


Рис. 2.16 Утримуючі протизсувні споруди з системи підпірних стін, об'єднаних анкерами (1 - монолітна залізобетонна заборка; 2 - анкер; 3 - анкерна паля; 4 - підпірна стінка; 5 - об'єднуючий ростверк; 6 - протизсувна утримуюча споруда; 7 - палі; 8 - лінія ковзання; 9 – палі)

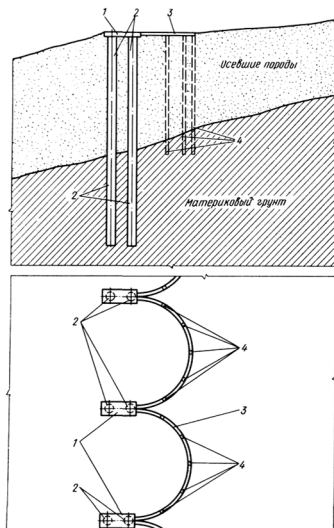


Рис. 2.13 Утримуючі протизсувні споруди з буронабивних паль з арочним заповненням між ними (1 - об'єднуючий ростверк; 2 - буронабивні палі; 3 - залізобетонний ростверк; 4 - палі ґрунтобетонів)

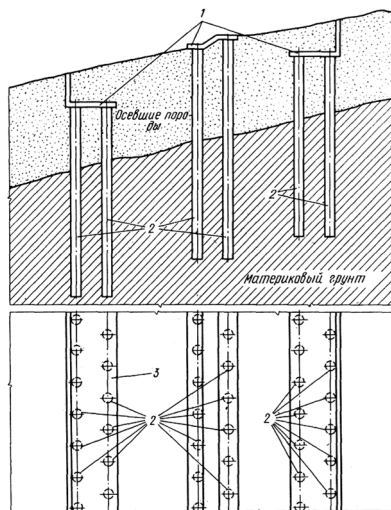


Рис. 2.14 Утримуючі протизсувні споруди з окремих пальових полів (1 - фігурні ростверки; 2 - палі; 3 - об'єднуючий ростверк)

3. ВКАЗІВКИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ

Проект заглибленої споруди розробляється після статичного розрахунку і проектування усіх конструкцій і елементів на основі результатів інженерно-геологічних досліджень і завдання на проектування.

Проект заглиблених інженерних споруд повинен містити:

а) інженерно-геологічні дані будівельного майданчика - топоплан ділянки, до початку і після закінчення будівництва, план розвідувальних свердловин і геологічних розрізів по них, основні характеристики ґрунтів усіх нашарувань;

б) план споруди і вертикальні розрізи по ньому з вказівкою ґрунтів основи, необхідних розмірів і відміток;

в) робочі креслення конструкцій усіх типів паль і ростверків з указанням розрахункових і нормативних схем навантажень у вигляді сумарних значень зосереджених і розподілених значень вертикальних і горизонтальних сил і моментів, що вигинають;

г) розрахункові схеми споруди;

д) витрата і вимоги до матеріалів конструкцій;

е) проект організації будівництва (ПОБ), в якому має бути вказаний порядок виробництва робіт;

ж) проект виробництва робіт (ПВР), у складі якого мають бути:

- технологічні карти з схемами облаштування споруд, відомостями потрібного устаткування, механізмів і пристосувань, послідовністю робочих процесів і тривалістю їх виконання, чисельністю і кваліфікаційним складом бригади;

- будівельний генеральний план об'єкту або комплексу об'єктів;

- рішення по виконанню заходів підготовчого періоду;

- вказівки по техніці безпеки на кожному етапі;

- відомості об'ємів робіт і матеріалів;

- схеми післяопераційного контролю якості робіт;

- графіки потокової організації будівництва споруди або комплексу споруд;

и) проект організованого відведення атмосферних опадів з території об'єкту на періоди будівництва і експлуатації;

к) розрахунково-пояснювальну записку з техніко-економічним обґрунтуванням вибору конструкцій і технології виробництва робіт (записка замовникові не передається, а зберігається в архіві організації, що склала її).

Рекомендується наступний порядок проектування заглиблених споруд :

а) за результатами інженерно-геологічних досліджень на майданчику будівництва визначається пласт (пласти) ґрунту, що сприймає навантаження, і призначаються відмітки заставляння п'ят паль;

б) визначаються розрахункові і нормативні навантаження, що діють на споруду;

в) вибирається діаметр паль і орієнтовно призначаються розміри ростверків;

г) призначаються параметри паль (марки бетону і армування) і визначаються їх тріщиностійкість і міцність;

д) робиться розрахунок споруди по граничних станах першої і другої (у разі потреби) груп;

е) складається розрахунково-пояснювальна записка;

ж) розробляється проект заглибленої споруди.

При виборі діаметру, способу (зосереджене симетричне або несиметричне армування) і відсотка армування паль необхідно виходити з діючих навантажень, конструкції споруди і гідрогеологічних умов.

Захисний шар бетону для подовжньої арматури повинен складати не менше 50 мм

Довжина буронабивних паль вибирається залежно від геологічних умов майданчика будівництва проектованої споруди. Глибину закладення паль нижче висоти підпірної стінки або нижче дії зсувного тиску призначають стосовно схеми опор глибокого заставляння.

При проектуванні підпірних стін і утримуючих протизсувних споруд необхідно забезпечити надійність закріплення ґрунту.

Підпірні споруди слід розраховувати по граничних станах першої і другої груп.

Підпірні споруди слід розраховувати на максимальний тиск ґрунту, який може виникнути при його експлуатації.

Буронабивні палі підпірних споруд слід, як правило, об'єднувати ростверком.

Переріз і армування ростверку визначається конструктивними вимогами і розрахунком відповідно до чинних норм.

Відстань від краю ростверка до грані палі (з урахуванням її допустимого можливого відхилення) має бути не менше 5 см, а закладення палі в ростверк - не менше 10 см

Довжина закладення арматури палі в ростверк визначається розрахунком (при жорсткому сполученні), залежить від конструкції сполучення палі з ростверком і повинна складати не менше: 25 см - при шарнірному сполученні; 25d см - при жорсткому сполученні, де d - діаметр арматури, що закладається.

Конструкція сполучення палі з ростверком вибирається залежно від характеру і величин діючих навантажень, кількості рядів паль у напрямі дії навантаження (при одному ряді паль конструкція сполучення паль з ростверком практично не впливає на роботу підпірної споруди).

З метою зменшення зусиль в палях і деформацій підпірних споруд рекомендується застосовувати жорстке сполучення ростверка з палями.

4. ПРОЕКТУВАННЯ ПРОТИЗСУВНИХ СПОРУД

4.1. Загальні схеми розрахунку і конструювання

Вибір типу конструкцій утримуючих споруд глибокого заставляння на конкретному зсувному схилі, так само, як і місця розташування цих споруд залежить від величини зсувного тиску і його розподілу уздовж схилу, потужності зсувної товщі, конфігурації схилу, можливого стану зсуву на момент будівництва і інших реальних чинників. Тому проектування протизсувних утримуючих конструкцій розпочинається з креслення характерного для схилу поперечника і побудова під кожну з них епюри зсувного тиску (Рис. 4.1).

Заставляння споруди в цілях максимального використання можливої контрфорсної роботи окремих частин зсуву бажано там, де зсувний тиск мінімальний. Вибране відповідно до епюри зсувного тиску місце розташування споруди, що утримує уточнюють виходячи з можливості і зручності виробництва робіт. Наприклад, на схилі, представленому на Рис. 4.1, утримуючу конструкцію доцільніше розмістити в перерізі 2-2, попри те, що в перерізі 1-1 зсувний тиск дещо менший.

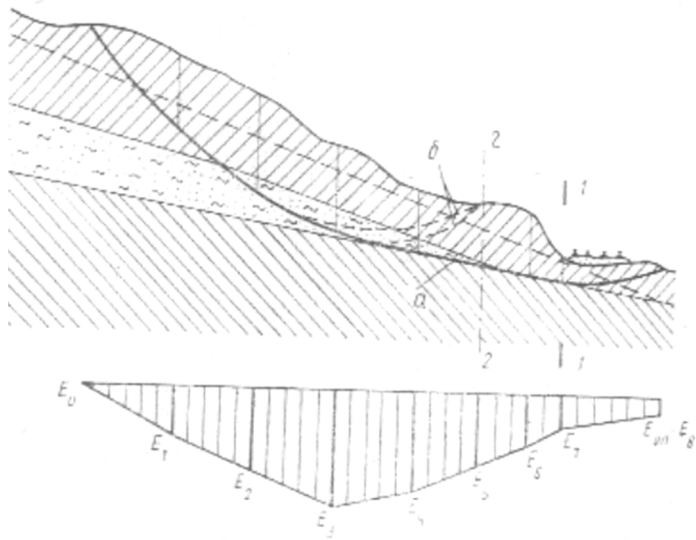


Рис. 4.1 Розрахунковий поперечник з епюрою зсувного тиску
а - критична поверхня ковзання для розрахунку протизсувної конструкції;
б - поверхні ковзання для розрахунку на переповзання ґрунту

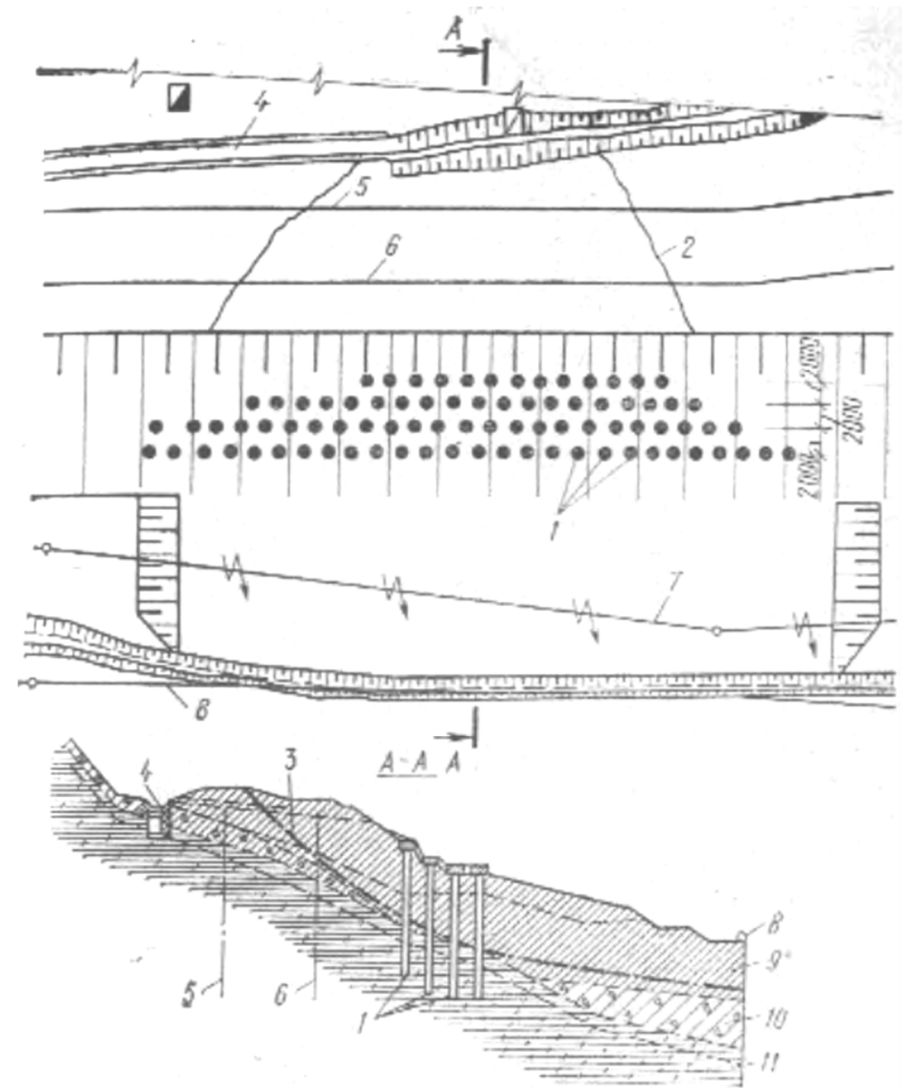


Рис. 4.2 Схема протизсувної утримуючої конструкції
1 - утримуючі елементи (буронабивні палі); 2 - контур зсуву; 3 - поверхня ковзання; 4 - підкюветний дренаж; 5, 6 - осі залізничних шляхів (відповідно - існуючого і проєктованого); 7 - лінія електропередачі; 8 - траса нафтопроводу; 9 - суглинки з включеннями щебеня; 10 - галечник з піщано-гравелистим заповнювачем; 11 - аргіліти зеленувато-сірого кольору

При проектуванні утримуючої конструкції слід враховувати два періоди: перший, коли триває зміщення по старій поверхні ковзання (крива а на Рис. 4.1) і другий, коли відбувається формування нової поверхні ковзання (крива б). Розрахунок на переповзання ґрунту здійснюється визначенням коефіцієнта стійкості схилу по нових можливих поверхнях ковзання і порівняння його з нормативними значеннями.

При значних зсувних тисках нерідко буває доцільно проектувати по довжині схилу декілька утримуючих споруд. У такому разі місце розташування окремих протизсувних конструкцій на шляху руху зсуву встановлюється по здатності кожної споруди, що сприймає відповідну долю зсувного тиску.

Вказаний аналіз розміщення протизсувних утримуючих конструкцій необхідно робити для декількох розрахункових розрізів схилу в характерних місцях по ширині зсуву.

Після аналізу розміщення утримуючих конструкцій на кожному з поперечників, стає питання про розташування їх по усьому схилу. Як правило, рекомендується вісь кожної утримуючої конструкції розташовувати так, щоб утворилася єдина вісь протизсувної споруди (Рис. 4.2), причому довжина утримуючих конструкцій на кожному ярусі повинна перевищувати ширину зсуву в цьому місці (щоб уникнути обтікання конструкції зсувом).

По значеннях зсувного тиску, отриманих для кожного розрахункового перерізу, в якому встановлюється утримуюча конструкція, по ширині зсуву будується епюра зсувного тиску. Ця епюра служить для розрахунку перерізів і числа утримуючих елементів в одній конструкції в кожному зсувному схилі (по його ширині). Число утримуючих елементів в одній конструкції (наприклад, число рядів буронабивних паль) по ширині зсуву може бути різним (див. Рис. 4.2).

При остаточному розрахунку зсувного тиску величина відсічі шару ґрунту, що лежить нижче, враховується у тому випадку, якщо підпірна утримуючою конструкцією нижня частина схилу знаходиться в стані стійкої рівноваги ($K_y > K_y$). Величину відпору при використанні аналітичного методу Г. М. Шахунянца можна вичислити по формулі:

$$E_{omn} = \sum_{i=i_k}^{i=n} [(P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i) - K_y^3 (P_i \sin \alpha_i + Q_{ci} + I_i)] \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} \quad (4.1)$$

де i_k – номер відсіку, розташованого за утримуючою конструкцією (вниз по схилу)

Важливим у прийнятій розрахунковій схемі є питання розподілу в кожному розрахунковому поперечнику зсувного тиску між окремими утримуючими елементами (палями або стовпами) протизсувної конструкції. У вигляді першого наближення приймається допущення про рівномірний розподіл зсувного тиску між вказаними елементами з таких міркувань.

При проектуванні одного або декількох рядів утримуючих елементів відстані між ними пропонується призначати виходячи з теорії апрочного

ефекту у відносно стійких ґрунтах і з теорії пластичності в пластичних ґрунтах. При такому призначенні зазначених відстаней ґрунт між елементами продавити не може, тому утворюються несучі тіла.

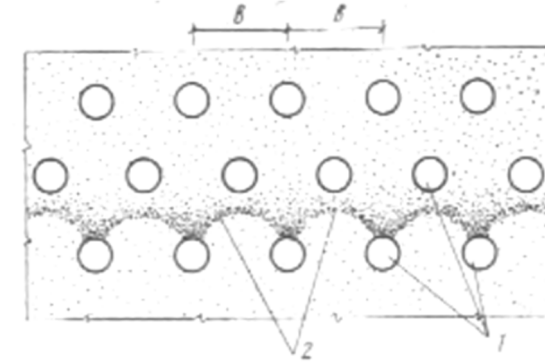


Рис. 4.3 Гіпотетична модель пальово-ґрунтової стіни
1 - утримуючі елементи; 2 - ґрунтові тіла, що несуть.

Повний зсувний тиск передається на утримуючі елементи і ґрунт, який знаходиться між ними, після чого в результаті утворення ґрунтових тіл, що несуть, над останнім рядом паль воно вже не передається частинам зсувного масиву, що лежать нижче. При такому припущенні палі або стовпи з укладеним між ними ґрунтом працюють спільно, як єдина пальово-ґрунтова стінка. Схему їх роботи можна представити у вигляді гіпотетичної моделі, зображеної на Рис. 4.3.

Робилися спроби і нерівномірної передачі навантаження на лави утримуючих елементів. Наприклад, пропонувалося на перший ряд елементів передавати 70% повного навантаження, а решту навантаження розподіляти рівномірно між іншими рядами. Але тоді виявлялося, що перший ряд утримуючих елементів потрібно проектувати більш потужним, ніж інші ряди, на які, власне кажучи, не передавалося навантаження при включенні в роботу першого ряду. Були пропозиції, навпаки, робити останні ряди потужнішими першого, але тоді перший ряд спрацьовував раніше останніх і його утримуючі елементи руйнувалися. У зв'язку з цим авторами було внесено, неодноразово перевірену на практиці, пропозицію про рівномірний розподіл зсувного тиску між рядами утримуючих елементів в одному перерізі.

Рівномірний розподіл тиску між утримуючими елементами підтверджувалося експериментально однаковою величиною деформацій голів буронабивних паль, які замірялися авторами на одному з об'єктів протягом року, до пристрою залізобетонної плити ростверку, а також відсутністю розривів ґрунтового масиву в місці розташування цих паль. При включенні ж в роботу ростверку, що перерозподіляє зусилля між окремими елементами, рівномірний розподіл зсувного тиску стає ще більш імовірним.

При введенні допущення про рівномірний розподіл зсувного тиску розрахункова схема протизсувної утримуючої конструкції може бути прийнята у вигляді рами, представленої на Рис 4.4. Методи визначення місця розташування закладення стійок рами наведені нижче.

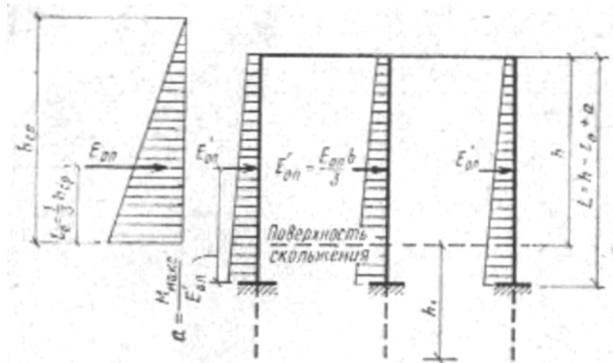


Рис. 4.4 Розрахункова схема протизсувної утримуючої конструкції

Прийнявши вказане допущення, можна визначити горизонтальне зусилля, що припадає на кожну стійку рами - утримуючий елемент протидії зсувної споруди (наприклад $E'_{op} = E_{op}b/3$ на Рис. 4.4). На це зусилля палі або стовп, прийняті в якості утримуючих елементів, розраховуються за методами розрахунку опор глибокого закладання.

Після розрахунку одного елемента (палі або стовпа) на горизонтальне навантаження знаходимо максимальний згинальний момент в цьому елементі M_{max} . В результаті розподілу моменту M_{max} на горизонтальну силу E'_{op} , діючу на даний утримуючий елемент, отримаємо плечі a (див. Рис 4.4) – відстань від точки прикладеної сили (положення якої відомо) до місця умовного закладення елемента (положення якої знаходиться). Визначене, таким чином, положення закладення приймається для всіх утримуючих елементів. Далі вся конструкція розраховується як жорстка рама зі стійками, забитими на прийнятому рівні. При цьому величина заглиблення кожного утримуючого елемента в ґрунт h_1 приймається за результатами розрахунку горизонтального навантаження.

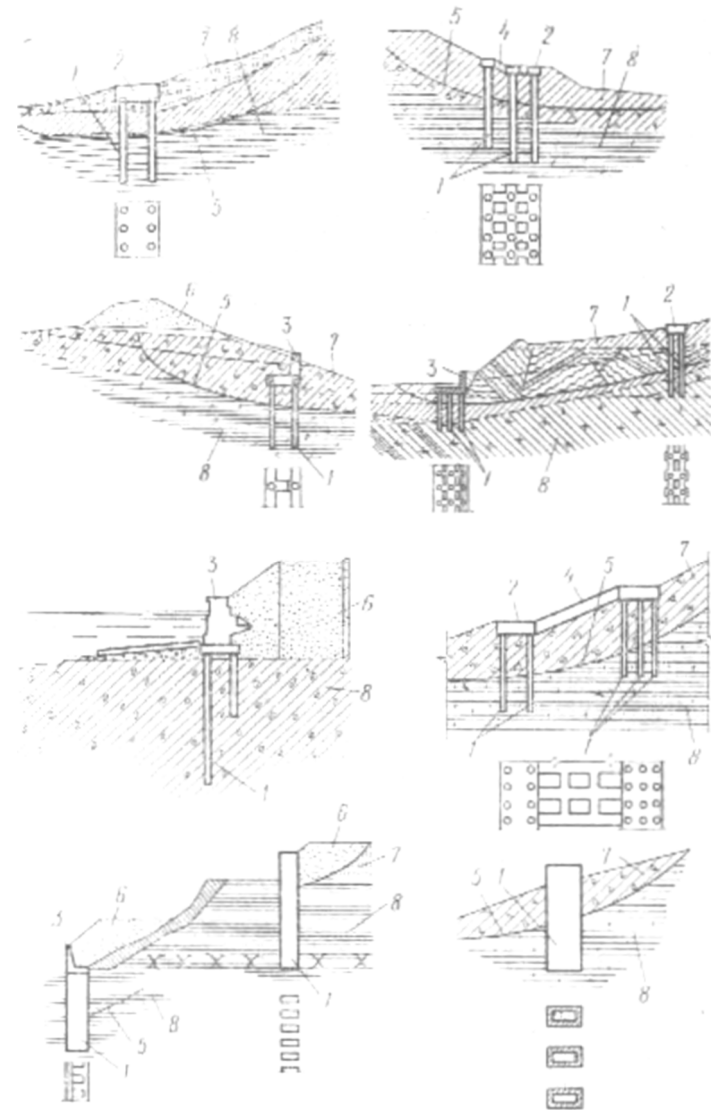


Рис. 4.5 Конструкції протизсувних утримуючих споруд
1 - утримують елементи; 2 - залізобетонні плити ростверків; 3 - підпірні стіни; 4 - залізобетонні розпірки; 5 - розрахункові поверхні ковзання; 6 - штучні відсіпання; 7 - ґрунти зсувної товщі (суглинки, щебеністі породи, аргіліти і т.п.); 8 - стійкі ґрунти нижче поверхні ковзання (глини, гравелісті ґрунти, аргіліти, вапняки та ін.).

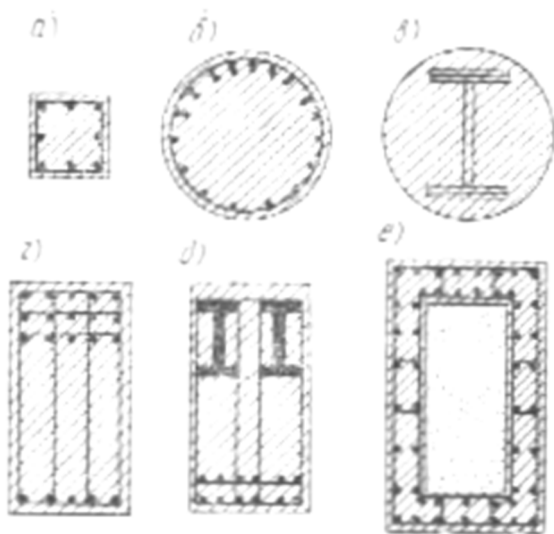


Рис. 4.6 Типи перерізів утримуючих елементів.

- а - забивна залізобетонна паля квадратного перетину;
- б - буронабивна паля з гнучким арматурним каркасом;
- в - буронабивна паля круглого перетину з жорстким каркасом;
- г - монолітний залізобетонний стовп прямокутного перетину з гнучким каркасом; д - монолітний залізобетонний стовп прямокутного перетину з жорстким каркасом;
- е - стовп коробчатого перетину.

На кожен утримуючий елемент (стійку рами), як зазначено вище, діє сила $E'_{оп}$. При розрахунку рами цю силу можна приймати у вигляді навантаження, розподіленого по довжині кожної стійки (см. Рис. 4.4).

Запропоновану методику слід застосовувати при числі рядів утримуючих елементів більше одного. При однорядному розташуванні утримуючих елементів залізобетонну плиту ростверку в розрахунку (в запас) можна не враховувати, і перевірку утримуючих елементів закінчувати розрахунком кожного з них на горизонтальне навантаження.

При розрахунку за вказаною схемою стискаючі сили в утримуючих елементах, як правило, виходять досить малими, і ці елементи доводиться розраховувати на вигин, а не на відцентровий тиск.

В цілому ж руйнування протизсувної утримуючої конструкції глибокого закладення і зміцнення нею ґрунту може відбутися в результаті наступних причин: зрізу утримуючих елементів; вигину їх; зсуву ґрунту між

елементами; зсуву ґрунту над утримуючою конструкцією; руйнування основи, в яке забиті утримуючі елементи.

Авторами розроблені і вже застосовувалися в конкретних проектах різноманітні протизсувні утримуючі конструкції глибокого закладення (Рис.). Найпростіші з них - окремі пальові поля з рядовим або шаховим розташуванням паль або стовпів, об'єднаних поверху залізобетонною плитою ростверку. При значних зсувних тисках влаштовується кілька пальових полів по довжині зсуву (на різних ярусах). При наявності перепаду висот або для підтримання штучних насипів влаштовують залізобетонні підпірні стіни на пальових фундаментах.

Утримуючі елементи, як правило, проектуються у вигляді забивних паль (при незначній потужності зсувної товщі в м'яких породах), або буронабивних (в щербених і напівскельних ґрунтах, в будь-яких ґрунтах при значній їх потужності). При особливо великих зсувних тисках утримуючі елементи можуть виконуватися у вигляді стовпів з прямокутним перетином або перетином коробчастого типу (Рис. 4.6Рис.). В особливих випадках, за наявності спеціальних механізмів для виготовлення, допускається проектування похилих утримуючих елементів.

Утримуючі елементи, як правило, армуються каркасами з звичайної арматури періодичного профілю. При застосуванні утримуючих елементів, виготовлених на місці (буронабивних паль або стовпів), їх доцільно конструювати з нерівномірним розташуванням робочих стрижнів арматури в перерізі (з боку дії зсувного тиску арматура стає посиленою). При закріпленні активних зон зсуву, де утримуючі елементи повинні приймати навантаження безпосередньо з моменту їх влаштування, раціонально застосовувати армування жорстким каркасом, наприклад у вигляді зварної металеві балки двотаврового перетину).

Розміри залізобетонних плит ростверків залежать від прийнятої розрахункової схеми. Коли протизсувна конструкція розраховується як рама, плита армується за розрахунком на зусилля в ригелі рами. У тих випадках, коли ростверк не розраховується, плита армується конструктивно, з прийняттям її висоти з такого розрахунку, щоб жорсткість плити була порівнянна з жорсткістю перерізу утримуючого елемента.

4.2. Критичні відстані між утримуючими елементами

При визначенні відстані між утримуючими елементами з умов, що забезпечується непродавлювання ґрунту між ними, можливе застосування теорії арочного ефекту, розробкою якої займалися, зокрема, В.Л. Венг, Б.С. Ієн, М.М. Протоцьконов, К. Терцагі, Н.А. Цитовіч, Г.П. Чеботарьов та ін. Відповідно до цієї теорії при зміщенні у бік частини підземного огороження відбувається перерозподіл тиску з маси ґрунту, яка зміщується на суміжні з нею, залишаються в спокої частини. Багатьма вченими було встановлено, що в процесі прояву арочного ефекту відбувається перерозподіл напруг

(зростання горизонтальних по майданчиках зсуву і зниження вертикальних в районі частини, яка зміщується), тобто змінюється коефіцієнт бічного тиску.

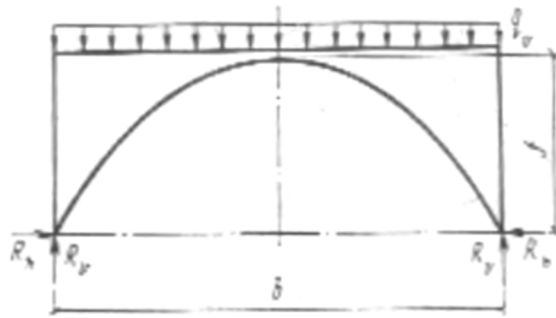


Рис. 4.7 Схема несучого ґрунтового тіла

Якщо припустити, що несучі тіла з ґрунту, які утворюються при проявленні аروحного ефекту, мають форму склепінь, то модель пальново-ґрунтового протизсувного масиву може бути представлена у вигляді, показаному на Рис 4.3Рис. .

Введемо припущення про те, що кожне несуче тіло з ґрунту представляє собою склепіння з двохшарнірної арки параболічної форми. Таке допущення природно, оскільки контакт ґрунту і утримуючих елементів, безсумнівно, не є жорстким. При прийнятті цього ж допущення іншими авторами результати досліджень вийшли цілком задовільними.

Для такої арки (Рис. 4.7Рис.), відповідно до традиційної теорії споруд, справедливі наступні загальні залежності. Для рівномірно розподіленого навантаження q_v реакція на опорах $R_v = q_v b/2$, а розпір $R_h = q_v b^2/8f$, де b – відстань між утримуючими елементами, або проліт арки.

Реакція R_v погашатиметься тертям в п'яті арки і зчепленням з сусідньою нерухомою зоною ґрунту протягом f . Величина f - стріла підйому арки і одночасно протяжність поверхні зчеплення - залежить від багатьох факторів. По суті ця величина показує, на якій відстані від просвіту між утримуючими елементами мобілізуються сили зчеплення і тертя для перерозподілу загального тиску завдяки прояву аркового ефекту. Інакше кажучи, величина f є відстанню, на якій опір зсуву ефективний.

Вираз для погашення реакції R_v при прийнятті товщини арки, рівної одиниці, буде мати вигляд (по теорії міцності Мора-Кулона):

$$R_v = R_h \operatorname{tg} \varphi + c f. \quad (4.2)$$

де φ та c – відповідно кут внутрішнього тертя і зчеплення для заданого шару ґрунту товщиною 1м.

Для цього виразу, підставляючи значення R_v та R_h , виведемо формулу для визначення стріли підйому арки:

$$f = \frac{q_v \pm \sqrt{q_v^2 - 2q_c c t g \varphi}}{4c} b. \quad (4.3)$$

Рівномірно розподілене навантаження, що діє на арку, є не що інше, як зсувний тиск, який ми прагнемо перерозподілити на елементи, які утримують (палі або стовпи).

Отже, якщо позначити зсувний тиск, який діє на шар ґрунту товщиною одиниця, через $E_{оп.1}$. Якщо ж розраховувати одразу середнє значення стріли підйому арки для всього ґрунту товщиною h_{cp} (див. Рис. 4.8), то розподілене навантаження буде дорівнювати зсувному тиску на 1 м схилу $q_v = E_{оп}$. У такому випадку зсувні характеристики ґрунту для визначення стріли підйому арки необхідно приймати середньозваженими для всіх шарів ґрунту, що складають товщу (φ_{cp} , c_{cp}), і в виразі для визначення реакції R_v враховувати потужність ґрунтового масиву:

$$R_v = R_h \operatorname{tg} \varphi_{cp} + c_{cp} h_{cp} f \quad (4.4)$$

Остаточно для стріли підйому арки (вірніше для відстані, на якій опір зсуву ефективний) будемо мати вираз:

для одиничного шару ґрунту

$$f_1 = \zeta_1 b; \quad (4.5)$$

для всієї ґрунтової товщі

$$f = \zeta b. \quad (4.6)$$

де

$$\zeta_1 = \frac{E_{оп.1} + \sqrt{E_{оп.1}^2 - 2E_{оп.1} c t g \varphi}}{4c}; \quad (4.7)$$

$$\zeta = \frac{E_{оп} + \sqrt{E_{оп}^2 - 2E_{оп} h_{cp} c_{cp} t g \varphi}}{4h_{cp} c_{cp}}. \quad (4.8)$$

З подальшого стає ясно, що при збільшенні ζ відстань b зменшується. Так як ми шукаємо мінімальне значення цієї відстані, в чисельнику виразів (4.7) і (4.8) при вирішенні квадратного рівняння приймаємо знак плюс і враховуємо в цих формулах повне значення тиску $E_{оп}$, хоча, як побачимо нижче, на склепіння діє кілька менший тиск. Значення висоти ґрунтового склепіння, близькі до отриманих за формулою (4.6), встановлювалися раніше М.М. Протодьяконовим, який експериментально підтвердив параболічний обрис такого склепіння.

Оскільки перерозподіл зсувного тиску відбувається по лінії над п'ятою умовної арки, то співвідношення між тисками в двох напрямках можна

прийняти рівним відношенню розпору арки до перпендикулярної йому реакції:

$$\xi = \frac{R_h}{R_v} = \frac{q_v b^2 / 8f}{q_v b / 2} = \frac{b}{4f} = \frac{b}{4\zeta b}. \quad (4.9)$$

Отже, середньозважене по всій потужності зсувної товщі значення коефіцієнта бічного тиску при прояві аркового ефекту можна прийняти рівним:

$$\xi = \frac{1}{4\zeta} = 0,25\zeta^{-1}. \quad (4.10)$$

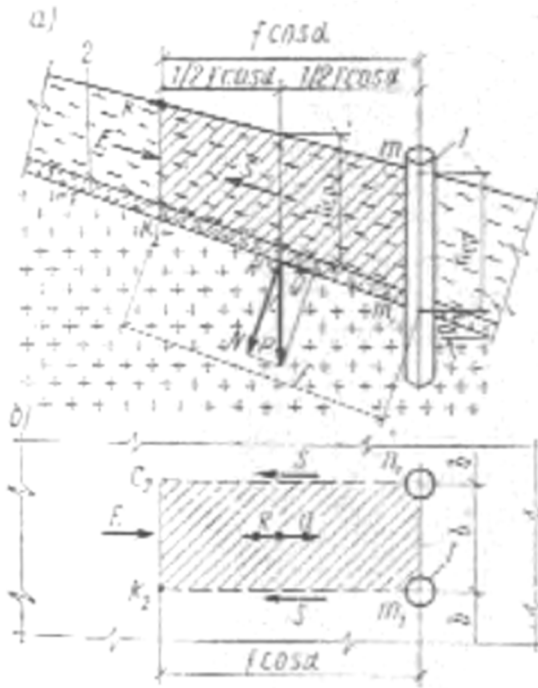


Рис. 4.8 Схема споруди, яка утримує
а - розріз по схилу; б - план;
1 - утримуючі елементи; 2 - поверхня ковзання.

При прийнятті в розрахунок шуканої відстані b необхідно при визначенні зсувного тиску, що діє на склепіння, яке розраховується, враховувати коефіцієнт заповнення вільного простору утримуючими елементами (відношення вільного простору до всього простору, зайнятому утримуючою конструкцією). З практики встановлено, що середнє значення цього

коефіцієнта v дорівнює 0,5 тому прийемо, що половина зсувного тиску сприймається безпосередньо утримуючими елементами, а половина - утворюючими несучими ґрунтовими тілами. Отже, зсувний тиск необхідно множити на відстань v_b (при визначенні тиску, що приходить безпосередньо на склепіння).

У цій частині зсувного масиву, де опір зсуву ефективний, діють сили, показані на Рис. 4.8. Крім сил E і S , всі інші сили, показані на схемі, враховуються при визначенні зсувного тиску, тому при розрахунку граничної відстані між утримуючими елементами за вихідну будемо приймати величину $E_{оп}$ з епюри зсувного тиску в перерізі $m-m_1$ (у місці встановлення утримуючої конструкції). Тоді в даному розрахунку сили Q , N та R не повинні брати участь.

На масив k_2kmm_1 діє зовнішнє навантаження від зсувного тиску $\bar{E}_{оп}$, кілька відрізняється від тиску $E_{оп}$ в перетині $m-m_1$, воно, по суті, є тиском в перетині $k-k_2$ оскільки перетин $m-m_1$ у нас є більш визначеним на самому початку розрахунку, перейдемо від тиску $E_{оп}$ до тиску перетину $k-k_2$. Крива епюри зсувного тиску перед утримуючою спорудою в загальному випадку може бути спадаючою і висхідною. Найчастіше утримуюча конструкція проектується на ділянці спадаючої кривої, тому (в запас) прийемо цей випадок за правило. Тоді в перетині $k-k_2$ зсувний тиск $\bar{E}_{оп} > E_{оп}$.

З практики відомо, що на кожен метр довжини епюри зсувний тиск перед утримуючою конструкцією в середньому змінюється на $0,1 E_{оп}$. При прийнятті такого припущення зсувний тиск в перерізі $k-k_2$ дорівнюватиме:

$$\bar{E}_{оп} = E_{оп} + 0,1 E_{оп} f \cos \alpha, \quad (4.11)$$

де 0,1 має одиницю $1/m$.

Повний зсувний тиск, який діє як зовнішнє навантаження на масив k_2kmm_1 с прольотом b відповідно до викладеного вище дорівнюватиме:

$$E = (\bar{E}_{оп} + 0,1 E_{оп} f \cos \alpha) v b = 0,5 (E_{оп} + 0,1 E_{оп} \zeta b \cos \alpha) b. \quad (4.12)$$

Опір зсуву по поверхні зрізу k_2kmm_1 можна представити виразом:

$$S = E_{оп,н} \operatorname{tg} \varphi_{ср} + 0,75 c_{ср} h_{ср} f \cos \alpha. \quad (4.13)$$

У цьому виразі перед другим доданком введений понижуючий коефіцієнт 0,75, тому що якщо внутрішнє тертя може реалізуватися по всій висоті f грані склепіння, то зчеплення ефективне лише у верхній її частині. У нижній частині, де слід припускати відділення частини ґрунту, яка зміщується від тої частини, яка залишається в спокої ймовірно, зчеплення не проявиться повною мірою, тому в запас вводимо припущення про те, що зчеплення ефективне лише протягом $0,75f$.

Зсувний тиск, що створює нормальну складову по майданчиках зрізу, не може зменшуватися як зовнішнє навантаження (з урахуванням коефіцієнта

заповнення), так як ця складова буде створюватися зсувним тиском, що діє і над склепінням, і над утримуючим елементом (тим більше, що за теорією аркового ефекту відбувається перерозподіл цього тиску). Зазначена складова діє по всьому майданчику $k_2 k m_1$, тому для її визначення можна прийняти повну величину $E_{оп}$. У зв'язку з цим сила, яка нормальна до зсувного тиску і діє перпендикулярно до однієї з площин зрізу, буде дорівнює:

$$E_{оп.н.} = \xi \frac{E_{оп} b}{2} = \frac{1}{4\xi} \frac{E_{оп} b}{2} = \frac{E_{оп} b}{8\xi}. \quad (4.14)$$

Отже,

$$S = \frac{E_{оп} b}{8\xi} tg \varphi_{cp} + 0.75 c_{cp} h_{cp} \xi b \cos \alpha. \quad (4.15)$$

Необхідно відзначити, що значення прийнятих в цьому виведенні величин (коефіцієнта заповнення утримуючими елементами; розподілу зсувного тиску по протяжності схилу; відстані, на якій зчеплення ефективне, і т.д.) неодноразово були перевірені експериментальними дослідженнями. В результаті статичного оброблення результатів модельних випробувань всі значення прийнятих величин перевірялися і відповідно коригувалися. Хід цього коригування не проводиться з міркувань економії місця. Кінцеві формули, з цієї причини, можуть вважатися напівемпіричними.

У відповідності з теорією аркового ефекту, повний тиск між утримуючими елементами має врівноважуватися опором зрушенню по двох вертикальних поверхнях зрізу, тому виходячи з виразів (4.12) і (4.15) можна скласти рівняння:

$$0.5(E_{оп} + 0.1 E_{оп} \xi b \cos \alpha) b = 2 \left(\frac{E_{оп} b}{8\xi} tg \varphi_{cp} + 0.75 c_{cp} h_{cp} \xi b \cos \alpha \right). \quad (4.16)$$

З якого після перетворення отримаємо формулу для визначення критичної відстані між осями утримуючих елементів:

$$b = \frac{6\xi^2 c_{cp} h_{cp} \cos \alpha - E_{оп} (2\xi - tg \varphi_{cp})}{0.2 E_{оп} \xi^2 \cos \alpha}, \quad (4.17)$$

де ξ визначається за виразом (4.8).

Виведені формули справедливі для ґрунту, що володіє зчепленням (для незв'язних ґрунтів вони дають невизначений результат). Однак, пісок у вологому стані також володіє невеликим зчепленням. Крім того, піщані ґрунти дуже часто мають структурне зчеплення (цементация частинок), тому для піщаних схилів, враховуючи невелике наявне зчеплення, можна використовувати ці формули. Це тим більше справедливо, тому що в натурних умовах природні схили з чистого піску зустрічаються досить рідко. Домішки суглинків і глин завжди володіють зчепленням. Саме з цієї причини тут не розглядаються схили, складені незв'язними ґрунтами.

При дуже великих значеннях міцності ґрунту c і φ (наприклад, при куті внутрішнього тертя 20° і більше) формула (4.17), як показала практика розрахунків, дає порівняно високі значення відстані між утримуючими елементами. Це природно, тому що при великих характеристиках міцності ґрунту виходять великі значення граничних дотичних напружень. У таких випадках визначальним у призначенні відстаней між утримуючими елементами можуть бути умови розстановки їх. При цьому виходячи з потрібного числа паль або стовпів, визначають співвідношення їх несучої здатності та чинного зсувного тиску.

Слід зазначити, що, хоча при виведенні формули (4.17) використовувалися середньозважені по висоті зсувної товщі значення характеристик міцності (c_{cp} , φ_{cp}), на практиці їх слід приймати близькими до значень міцності ґрунту, що знаходиться на рівні поверхні ковзання. Справа в тому, що найбільший тиск (якщо приймати його розподіл по трикутнику) виникає біля поверхні ковзання; продавлювання між утримуючими елементами навіть невеликого шару ґрунту, що знаходиться у цій поверхні, відбуватиметься інтенсивніше. При наявності у зсувній товщі ослаблених ґрунтових прошарків також слід знижувати значення c_{cp} та φ_{cp} .

З виразу (4.17) допустима відстань між осями утримуючих елементів отримано для ґрунту, що знаходиться в граничному стані, оскільки в основу всіх міркувань покладено критерій міцності ґрунту ($\tau = \sigma tg \varphi + c$). Отже, дійсна відстань в реальній конструкції при проектуванні має бути рівним або меншим значенням, одержуваного за виразом (4.17). При великій ширині утримуючих елементів (більше 0,7 м) допускається відстань між їх осями збільшувати на розрахункову ширину утримуючого елемента b_p . Відстань ж у світлі між утримуючими елементами в будь-якому випадку має призначатися менше значення, визначеного за формулою (4.17).

При розташуванні утримуючих елементів в кілька рядів поперек лінії дії зсувного тиску відстань між ними $\bar{f}$ повинна бути не менше відстані f_1 , тобто $\bar{f} \geq f = \xi b$. Тоді утримуюча конструкція буде працювати, як пальово-групові стіна з відповідності зі схемою, представленою на Рис. 4.3, порівняно чітко піддається розрахунку. Як правило, $\xi \geq 1$, тому відстань між рядами утримуючих елементів f має бути не менше відстані між елементами в ряду b , тобто $\bar{f} \geq b$. У такому випадку утримуючі елементи, розташовані вище розглянутого ряду, опиняються в межах області передачі тиску на нього. При меншій же відстані між рядами утримуючі елементи верхнього ряду можуть опинитися поза областю передачі тиску і не брати участь в роботі протизсувної конструкції.

При переважанні у зсувній товщі глинистих ґрунтів, особливо при визначенні величини b за законами теорії пластичності, відстань між рядами $\bar{f}$ може бути дещо менше величини ξb , тому що в цих умовах арка може не утворюватися. У подібних випадках Н. Н. Маслов пропонує визначати відстань між рядами за формулою:

$$\bar{f} \geq \frac{b-d}{2tg\varphi}. \quad (4.18)$$

У відповідності з теорією аркового ефекту відстань між утримуючими елементами може прийматися при такому стані ґрунтового масиву, коли можливе утворення ущільнених зон. У разі пластичного стану зсувних накопичень відстань між утримуючими елементами буде визначатися умовами пластичного продавлювання ґрунту в проміжку між ними. При цьому слід користуватися залежностями, що відрізняються від залежностей, виведених з теорії аркового ефекту.

У подібних умовах Дніпропетровський інститут інженерів транспорту (ДІІТ) запропонував для визначення критичної напруги (або тиску) користуватися формулою, заснованою на дослідженнях Р. Хілла з теорії пластичності:

$$\sigma_{кр} = 2c_{cp} \left(1 + \frac{\pi}{2}\right) \frac{d}{b} \quad (4.19)$$

Авторами були проаналізовані і інші вирази для визначення критичного тиску, що пропонувалися раніше різними дослідниками (А.С. Буслов, Н.Н. Маслов, Р.Г. Ханнес): експерименти показали, що найбільш близькі до натуральних результати виходять при використанні виразу (4.19).

Отже, продавлювання ґрунту між палями, може настати, якщо зсувний тиск в перерізі більше деякого критичного тиску, який можна визначити за формулою (4.19). Якщо умовно прийняти, що по висоті вертикального перетину зсувний тиск розподілено рівномірно (що йде в запас), то одночасно критична напруга буде дорівнювати:

$$\sigma_{кр} = E_{on}/h_{cp} \quad (4.20)$$

З виразів (4.19) і (4.20) знаходимо, що гранична відстань між утримуючими елементами у відповідності з теорією пластичності, складе:

$$b = \frac{2h_{cp}dc_{cp}(1 + \pi/2)}{E_{on}} \quad (4.21)$$

У формулі (4.21) не враховується внутрішнє тертя ґрунту, бо вираз (4.19) виведено в припущенні, що в момент продавлювання (при пластичному перебігу ґрунту) кут внутрішнього тертя $\varphi=0$ і несуче ґрунтове тіло утворитися не може, тому формулою (4.21) слід користуватися лише тоді, коли існує реальна можливість переходу ґрунту в пластичний стан.

Таблиця 4.1

Характеристика схилу						Критичну відстань, м, визначене				Місце випробування
E _{оп} , кН/м	h _{ср} , м	c _{ср} , МПа	φ _{ср} , град	α, град	d, м	по роботі «Укрепление откосов в карьерах»	За виразом		дослідним шляхом	
							(4.17)	(4.21)		
241	4,2 5	0,03 0,03 0,02 0,015 0,031	10 10 4 2 5°10 ,	35	0,7	0,787 0,473 0,270 0,325 0,298	3,62 1,62 1,01 1,29 1,14	1,9 0,95 0,035 0,95 0,702	3,9 1,85 1,1 1 1,2	На великій відцентровій машині ДПТа
482	4,2 5									
482	4,2 5									
241	4,2 5									
674	4,2 5									
700	8	0,015	12	0	0,7	0,48	1,73	0,62	2	КТ-1858
732	5	0,01	8	17	0,7	0,227	0,05	0,246	-	КТ-1859
244	5	0,01	8	17	0,7	0,425	1,9	0,74	2	КТ-1859
707	6,9	0,01	14	-4	0,4	0,24	0,84	0,2	1	НР-2

У таблиці 4.1 проведено порівняння значень критичної відстані між утримуючими елементами, обчисленими різними методами, з значеннями, встановленими експериментально.

На підставі даного порівняння для практичних розрахунків рекомендується користуватися формулою (4.17) - при порівняно стійкому стані ґрунту, формулою (4.21) - при можливості переходу його в пластичний стан.

Дослідні дані, наведені в таблиці 4.1, отримані авторами в натурних умовах і за допомогою відцентрового моделювання.

На конкретних зсувних схилах (у таблиці позначено умовними шифрами), укріплених утримуючими конструкціями глибокого закладання, вірно прийнятих відстаней між утримуючими елементами перевірялася за допомогою інструментального спостереження за стійкістю закріплених ґрунтових мас (в таблиці наведені лише ті відстані, які забезпечували повну стабілізацію зсувного схилу).

Лабораторні випробування проводилися в Науково-дослідній лабораторії механіки ґрунтів ДІІТу на великій відцентрої машині.

Відстань між утримуючими елементами в ряду на моделях варіювалася від значення, меншого отриманого за формулою (4.21), до значення при якому починалося продавлювання ґрунту (ця відстань і приймалася за критичну).

Таблиця 4.2

Умовна група ґрунтів	Застосовувана теорія	Характеристика ґрунтів
I	Аркового ефекту [формула (4.17)]	Піщані; щебенисті; супіски з кутом внутрішнього тертя $\varphi \geq 4^\circ$; суглинки і глини з показником консистенції $I_L \leq 0.4$ і кутом внутрішнього тертя $\varphi \geq 4^\circ$; напівокаменилі глини і напівскельні ґрунти (пухкі вапняки, пісковики, аргіліти, алевроліти та ін.).
II	Пластичності [формула (4.17)]	Супіски пластичні; суглинки і глини з показником консистенції $I_L > 0.4$ або кутом внутрішнього тертя $\varphi < 4^\circ$; ґрунти з великим вмістом торфу, мулів пливунних шарків; ґрунти I групи, які можуть при певних умовах перетворитись в ґрунти II групи (постійний високий рівень ґрунтових вод, наявність сильних динамічних або сейсмічних навантажень, що призводять до розрідження ґрунтів; умови тривалої міцності і повзучості і т.д.)

Виконані автором випробування моделей на відцентровій машині, а також досвід проектування утримуючих конструкцій в різних ґрунтових умовах дозволили в першому наближенні дати класифікацію ґрунтів відповідно до теорій аркового ефекту і пластичності (табл. 4.2).

Отримані формули (4.17) і (4.21) можна, крім того, використовувати для орієнтовного визначення ширини зсувного схилу, з якою діє зсувний тиск на опору глибокого закладення в умовах обтікання її зсувом. Наприклад, при влаштуванні опор нафто- і газопроводів, ліній електропередач, часто буває доцільним зміцнювати весь схил, а більш вигідно влаштовувати опори, які будуть обтікати зсувом. В результаті дії сил тертя і зчеплення тиск, що передається від зсуву на опору, діятиме з ширини зсуву, яка більша ширини

опори. До появи результатів більш детального дослідження цього питання можна орієнтовно (на підставі досвіду практичного проектування) приймати ширину, з якою діє на опору зсувний тиск, рівною: $\bar{b}_p = b_p + 1.3b$, де b_p – ширина опори; b – відстань, що визначається за формулою (4.17) або (4.21).

4.3. Розрахунок утримуючих елементів на горизонтальну силу

Розрахунок утримуючих елементів на дію горизонтальної сили є одним з найважливіших при проектуванні протизсувних конструкцій глибокого закладення.

Визначенням горизонтального навантаження, яке витримує паля (стовп), займалися такі радянські вчені, як В.Г. Березанцев, Г.І. Глушков, В.Н. Голубков, С.П. Горбатов, Б.Н. Жемочкін, К.С. Заврієв, Н.В. Лалетін, Н.С. Метелюк, В.С. Міронов, А.І. Прудентов, І.Л. Сімнуліді, Н.К. Спітко, Г.Ф. Шішко, Г.С. Шпіро та інші.

Однією з найбільш струнких методик розрахунку опор глибокого закладення на горизонтальне навантаження є методика, прийнята для розрахунків транспортних споруд, в основі якої лежить розрахункова схема, яку прийняв ще К. Терцагі. Детальний виклад цієї методики наведено в книзі К.С. Заврієва і Г.С.Шпіро.

Для розрахунку вертикальних утримуючих елементів на горизонтальне навантаження ця методика кілька перетворена автором з урахуванням розробленої ним розрахункової схеми утримуючого елемента (Рис. 4.7Рис.). На підставі експериментальних досліджень отримані дані для розрахунку конструкцій в напівскельних, щебенистих та деяких інших ґрунтах. Уточнено значення коефіцієнта пропорційності m - одного з важливих параметрів розрахунку.

Приймається, що коефіцієнт основи C_2 пружної основи Фусса - Вінклера на глибині z при дії на елемент глибокого закладення тільки горизонтального навантаження знаходиться за формулою:

$$C_2 = mz \quad (4.22)$$

де глибина z визначається від розрахункової поверхні ґрунту (в нашому випадку - від поверхні ковзання). Значення коефіцієнта пропорційності m для різних ґрунтів наведені в таблиці 4.3.

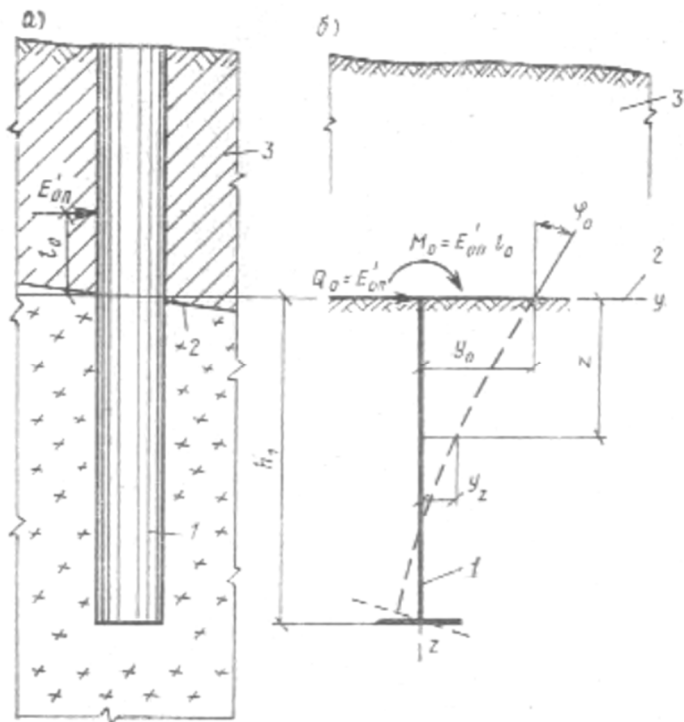


Рис. 4.9 Утримуючий елемент протизсувної конструкції
а - елемент в натурі; б - розрахункова схема; 1 - утримуючий елемент (паля або стовп); 2 - розрахункова поверхня стійкого ґрунту (поверхня ковзання); 3 – ґрунти, які зміщуються (зсувна товща).

У перших п'яти рядках цієї таблиці використані відомі дані, відкориговані на підставі виконаних експериментів. Значення m в шостому - восьмому рядках таблиці 4.3, отримані за допомогою проведених статичних випробувань (більше 100) утримуючих елементів на горизонтальне навантаження.

Відповідно до прийнятої методики розрахунку переміщення і зусилля в утримуючому елементі визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} y_z &= y_0 A_1 - \frac{\varphi_0}{a_c} B_1 + \frac{M_0}{a_c^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{a_c^3 EI} D_1; \\ \frac{\varphi_z}{a_c} &= -y_0 A_2 + \frac{\varphi_0}{a_c} B_2 + \frac{M_0}{a_c^2 EI} C_2 - \frac{Q_0}{a_c^3 EI} D_2; \\ \frac{M_z}{a_c^2 EI} &= y_0 A_3 - \frac{\varphi_0}{a_c} B_3 + \frac{M_0}{a_c^2 EI} C_3 + \frac{Q_0}{a_c^3 EI} D_3; \\ \frac{Q_z}{a_c^2 EI} &= y_0 A_4 - \frac{\varphi_0}{a_c} B_4 + \frac{M_0}{a_c^2 EI} C_4 + \frac{Q_0}{a_c^3 EI} D_4. \end{aligned} \quad (4.23)$$

Таблиця 4.3

Ґрунт	Значення коефіцієнта m , кН/м^3	
	для стовпів, оболонок і буронабивних паль	для забивних паль
Текучопластичні суглинки, глини; мули	500-2500	650-3500
М'якопластичні супіски, суглинки і глини; пілуваті і пухкі піски	2500-5000	3500-6500
Тугопластичні супіски, суглинки і глини; піски дрібні та середньої крупності	5000-7000	6500-10000
Тверді супіски, суглинки і глини; піски крупні	7000-15000	10000-17000
Піски гравелісті, гравій, галька	15000-50000	17000-33000
Щільні суглинисто-щебенисті ґрунти із вмістом великих включень більше 40%	50000-100000	-
Вапняки, пісковики, аргіліти, алевроліти	100000-1000000	-
Скельні породи (граніти, базальти, туфи)	1000000-15000000	-

Функції $A_1, B_1, C_1, \dots, D_4$ наведеної глибини $\bar{z}=a_c z$ називаються функціями впливу. Величини функцій впливу, так само як і формули для визначення φ_0 та y_0 , наведені в роботі Заврієва К.С., Шпіро Г.С. «Расчеты фундаментов мостовых опор глубокого заложения».

У розрахунках безпосередньо бере участь не дійсна глибина закладання h_1 , а також звана приведена глибина $\bar{h}_1$, яка дорівнює:

$$\bar{h}_1 = a_c h_1. \quad (4.24)$$

Коефіцієнт деформації a_c визначається за формулою:

$$a_c = \sqrt[5]{\frac{mb_p}{EI}} \quad (4.25)$$

де E – модуль пружності матеріалу утримуючого елемента; I – момент інерції поперечного перерізу елемента; EI – жорсткість перерізу елемента.

При розрахунку протизсувної утримуючої конструкції початкові зусилля Q_0 та M_0 діючі на кожен елемент (Рис. 4.7), визначаються за формулами:

$$Q_0 = E'_{on}; \quad M_0 = E'_{on} l_0 \quad (4.26)$$

де l_0 – плече прикладання рівнодіючої зсувного тиску (дорівнює однієї третини потужності зсувної товщі і перетині схилу, який зміцнюється).

Після цього знаходиться горизонтальний тиск σ_z утримуючого елемента на ґрунт на глибині z за такою формулою:

$$\sigma_z = mzy_z = \frac{\bar{m}zy_z}{a_z}. \quad (4.27)$$

Згідно з дослідженнями К.С. Заврієва, Г.С. Шпіро і виконаними автором експериментами, при наведеній глибині утримуючого елемента $\bar{h}_1 < 2.5$ можна приймати допущення про те, що жорсткість перерізу елемента нескінченно велика.

При прийнятті допущення, що $EI = \infty$, всі розрахункові формули значно спрощуються:

$$\begin{aligned} y_z &= y_0 - \varphi_0 z; & \varphi_z &= \varphi_0; \\ M_z &= -y_0 \frac{mb_p z^3}{6} + \varphi_0 \frac{mb_p z^4}{12} + M_0 + Q_0 z; \\ Q_z &= -y_0 \frac{mb_p z^2}{2} + \varphi_0 \frac{mb_p z^3}{3} + Q_0; \\ \sigma_z &= mzy_z = mz(y_0 - \varphi_0 z). \end{aligned} \quad (4.28)$$

Умова міцності ґрунту при дії на нього горизонтального тиску має вигляд:

$$\sigma_z \leq R_z. \quad (4.29)$$

Опір R_z рекомендується визначати за формулою:

$$R_z = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma z' tg \varphi + c). \quad (4.30)$$

де z' – глибина від природної поверхні ґрунту:

η_1, η_2 – коефіцієнти.

Значення напруги R_z , обчислені за формулою (4.30), як показує практика, мають зайві запаси при розрахунку споруд. Це пояснюється умовністю формули, що представляє собою різницю між напругою пасивного та активного тисків, підрахованими за формулою Кулона (тобто для умов плоскої задачі). Запропоновано при обчисленні значення R_z за формулою (4.30) приймати: z' від природної, а не розрахункової поверхні ґрунту: $\eta_1 = \eta_2 = 1$; $\varphi_p = \varphi$ та $c_p = c$. Виконані експериментальні роботи підтверджують правомірність такого коригування значень R_z . Проте надалі слід накопичувати досвід натурного випробування ґрунтів горизонтальним навантаженням для отримання дійсних меж міцності.

Якщо умова (4.29) виконана для всіх глибин $z (0 \leq z \leq h_1)$ і епюра напружень σ_z по всій глибині h_1 палі або стовпа не виходить за епюру R_z то міцність

ґрунту не може бути вичерпана. Проте слід мати на увазі, що невиконання умови (4.29) в обмеженій області глибин ще не означає вичерпання несучої здатності елемента по ґрунту. У зв'язку з цим зазвичай передбачається перевірка виконання умови (4.29) лише для однієї з двох характерних глибин z . В якості таких характерних глибин при наведеній глибині елемента $\bar{h}_1 \leq 2.5$ пропонується приймати $z = h_1/3$ і $z = h_1$. При $\bar{h}_1 > 2.5$ по епюрі σ_z слід встановити глибину z_1 , на якій напруги σ_z по передній частині бічної поверхні елемента мають найбільше значення; якщо $z_1 < h_1/3$, то в якості характерної глибини приймається $z = z_1$, а якщо $z_1 \geq h_1/3$, то $z = h_1/3$. Таким чином, перевірка виконання умови (4.29) проводиться при $h_1 \leq 2.5$ для двох характерних глибин при $\bar{h}_1 > 2.5$ – для однієї.

Якщо умова (4.29) не виконується для характерних глибин, то при утримуючому елементі з наведеною глибиною $\bar{h}_1 \leq 2.5$ слід збільшувати глибину закладення елемента; при $\bar{h}_1 > 2.5$ необхідно виконати розрахунок при зменшенні значення коефіцієнта пропорційності m (при цьому знизиться значення σ_z на характерній глибині, але зростуть зусилля в елементі).

Для можливості орієнтовного призначення глибини закладення утримуючого елемента до початку його повного розрахунку розроблено спосіб визначення h_1 . Суть його полягає в тому, що глибину закладення вертикального утримуючого елемента в ґрунті, які не зміщуються (нижче поверхні ковзання) встановлюють такою, щоб виникаючі в характерних точках прилеглого до елемента ґрунту напруга не перевищували розрахункового опору R_z . Виведення розрахункової формули засновано на допущенні, що жорсткість перерізу утримуючого елемента нескінченна ($EI = \infty$), а нижній кінець його є вільним (останнє припущення, безсумнівно, створює додатковий запас).

З формули (4.28) отримуємо спрощений вираз для визначення напружень в ґрунті (докладні викладки опущені):

$$\sigma_z = \frac{6z}{b_p h_1^2} \left[\left(3 - 4 \frac{z}{h_1} \right) Q_0 + \left(4 - 6 \frac{z}{h_1} \right) \frac{M_0}{h_1} \right]. \quad (4.31)$$

Як зазначалося вище, при наведеній глибині палі $\bar{h}_1 \leq 2.5$ пропонується за характерні глибини приймати $z_1 = h_1/3$ і $z = h_1$, а при наведеній глибині $\bar{h}_1 > 2.5$ - $z_1 = h_1/3$. З формули (4.31) і умови (4.29) отримуємо вирази:

$$\sigma_{z=\frac{h_1}{3}} = \frac{2}{3b_p h_1^2} (5Q_0 h_1 + 2M_0) < R_{z=\frac{h_1}{3}}; \quad (4.32)$$

$$\sigma_{z=h_1} = \left| -\frac{6}{b_p h_1^2} (Q_0 h_1 + 6M_0) \right| < R_{z=h_1}. \quad (4.33)$$

При $\bar{h}_1 \leq 2.5$ первісну перевірку необхідно проводити за формулами (4.32) і (4.33); при $\bar{h}_1 > 2.5$ – тільки за формулою (4.32).

З умови (4.32) отримуємо формулу для орієнтовного визначення глибини закладення палі або стовпа:

$$h_1 \geq \frac{5Q_0 + \sqrt{25Q_0^2 + 36M_0 b_p R_z}}{3b_p R_z}. \quad (4.34)$$

У цій формулі на підставі численних експериментальних тисків рекомендується R_z приймати для точки, що знаходиться на глибині 1,5 м від розрахункової поверхні ґрунту (від поверхні ковзання), з урахуванням шару ґрунту, що знаходиться вище цієї поверхні.

Після визначення h_1 за формулою (4.34) глибину закладення слід перевірити, виконавши повний розрахунок елемента на горизонтальне навантаження відповідно до наведеного вище.

Запропонований спосіб обчислення величини h_1 , хоча і є наближеним, дозволяє вибрати конкретну глибину закладення на початку розрахунку, а також довжину утримуючих елементів при порівнянні варіантів або виконанні приблизних розрахунків.

5. ПРАКТИЧНА ЧАСТИНА. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ПРОТИЗСУВНОЇ СПОРУДИ

5.1. Вихідні дані і основні передумови

Утримуюча конструкція представлена підпірною стінкою на двох рядах залізобетонних буронабивних палей (див. Рис. 5.1). Протизсувну утримуючу конструкцію найдоцільніше розмістити в точці 1 (вище по схилу значно зростає зсувний тиск; нижче по схилу можна не досягти ефекту закріплення, крім того нижче розташовані існуючі споруди). Утримуюча конструкція застосовується спільно з контрбанкетом, який зменшить зсувний тиск в розрахунковому перерізі і запобіжить переповзанню ґрунту через споруду (ці обчислення опускаються). Результуюча зсувного тиску в розрахунковому перерізі, з урахуванням контр банкета дорівнює $E_{on}=180\text{кН/м}$.

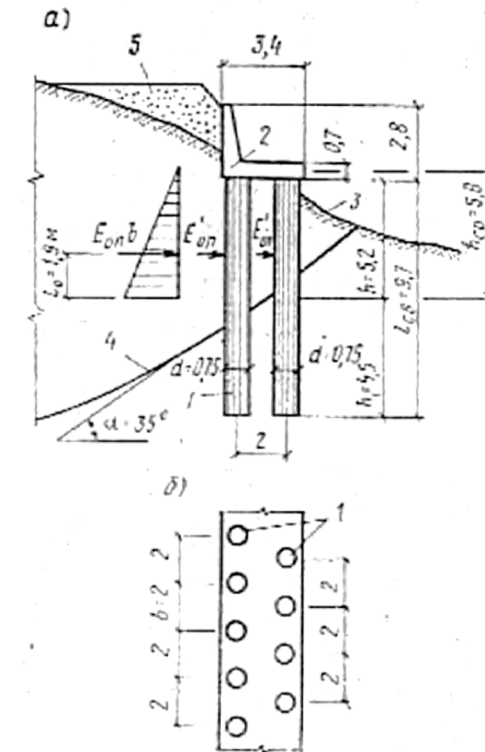


Рис. 5.1 Схема протизсувної утримуючої конструкції
а – розріз; б – план палей (утримуючих елементів); 1- буронабивні палі;
2 - плита ростверку з підпірною стінкою, 3 - поверхня схилу; 4 - поверхня ковзання, 5 - контрбанкет

5.2. Основний розрахунок

Розглянемо схему зміцнення схилу утримуючою спорудою, яка представлена на Рис. 5.1.

Прийнято варіант утримуючої конструкції з двох рядів залізобетонних буронабивних палей діаметром $d = 0,75$ м, довжиною палі 9,7 м (перевіряється розрахунком). Палі поверху об'єднуються залізобетонним ростверком з підпірною стінкою, яка тримає контрбанкет. Армвання перетину кожної палі виконується з 15-ти робочих стрижнів арматури діаметром 20 мм, класу А400С.

Зусилля, що припадає на кожен утримуючий елемент складає:

$$E'_{on} = \frac{E_{on} b}{2} = \frac{180 \cdot 2}{2} = 180 \text{ кН}.$$

Для розрахунку утримуючого елементу (буронабивної палі) на горизонтальне навантаження визначаємо початкові зусилля по залежності (4.26):

$$Q_o = 180 \text{ кН}; M_o = 180 \cdot 1.9 = 342 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахункова ширина перерізу палі $b_p = 0,75 \text{ м}$. За формулою (4.30) знаходимо максимальне напруження ґрунту в точці, розташованій на 1,5 м нижче поверхні ковзання:

$$R_2 = 1 \cdot 1 \frac{4}{\cos 10^\circ} (18 \cdot 7,1 \text{ tg} 10^\circ + 50) = 294 \text{ кН/м}^2.$$

Зчеплення в ґрунті, що знаходиться нижче поверхні ковзання, за матеріалами інженерно-геологічних вишукувань, складає 50 кН/м^2 . Глибину закладення буонабивної палі нижче поверхні ковзання розраховуємо за формулою (4.34):

$$h_1 = 4,5 \text{ м} > \frac{5 \cdot 180 + \sqrt{25 \cdot 180^2 + 36 \cdot 342 \cdot 0,75 \cdot 294}}{3 \cdot 0,75 \cdot 294} = 4,33 \text{ м}.$$

Визначимо основні параметри утримуючого елемента: коефіцієнт пропорційності $m = 6000 \text{ кН/м}^3$ (див. таблицю 4.3); модуль пружності бетону марки 300 $E_o = 3,15 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2$; приведений момент інерції перерізу дорівнює $I_n = I_c + nI_a = 0,0491 \cdot 75^4 + 7 \cdot 15 \cdot 0,0491 \cdot 2^4 = 13,2 \cdot 10^5 \text{ см}^4$; жорсткість перерізу $El = 0,85 E_o I_n = 0,85 \cdot 3,15 \cdot 10^5 \cdot 13,2 \cdot 10^5 = 35,4 \cdot 10^{10} \text{ кг} \cdot \text{с}^2 = 35,4 \cdot 10^4 \text{ кНм}^2$.

Коефіцієнт деформації обчислюємо за формулою (4.25):

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{6000 \cdot 0,75}{354000}} = 0,415 \text{ 1/м}.$$

Наведену глибину закладення палі знаходимо за виразом (4.24):

$$\bar{h}_1 = 0,415 \cdot 4,5 = 1,87.$$

Оскільки $\bar{h}_1 < 2$, прийmemo жорсткість перерізу $El = \infty$. Крім того, з деяким запасом будемо вважати нижній кінець палі вільним, тоді параметри одиничних переміщень визначаємо за наступними формулами:

$$\delta_{QQ} = \frac{18}{mb_p h_1^2}; \quad \delta_{QM} = \delta_{MQ} = \frac{24}{mb_p h_1^3}; \quad \delta_{MM} = \frac{36}{mb_p h_1^4}.$$

$$\delta_{QQ} = \frac{18}{6000 \cdot 0,75 \cdot 4,5^2} = 0,000202;$$

$$\delta_{QM} = \delta_{MQ} = \frac{24}{6000 \cdot 0,75 \cdot 4,5^3} = \frac{24}{6000 \cdot 0,75 \cdot 4,5^3} = 0,000061;$$

$$\delta_{MM} = \frac{36}{6000 \cdot 0,75 \cdot 4,5^4} = 0,0000203.$$

Переміщення палі на рівні поверхні ковзання дорівнюють:

$$y_o = \delta_{QQ} Q_o + \delta_{QM} M_o; \quad \varphi_o = \delta_{MQ} Q_o + \delta_{MM} M_o;$$

$$y_o = 0,00202 \cdot 180 + 0,000061 \cdot 342 = 0,0572;$$

$$\varphi_o = 0,000061 \cdot 180 + 0,0000203 \cdot 342 = 0,0179.$$

Користуючись формулами (4.28) напишемо вираз для визначення параметрів y_z , φ_z , M_z , Q_z і σ_z :

$$y_z = 0,0572 - 0,0179z; \quad \varphi_z = 0,0179;$$

$$M_z = -0,0572 \frac{6000 \cdot 0,75z^3}{6} + 0,0179 \frac{6000 \cdot 0,75z^4}{12} + 342 + 180z \\ = -41,2z^3 + 6,44z^4 + 342 + 180z;$$

$$Q_z = -0,0572 \frac{6000 \cdot 0,75z^2}{2} + 0,0179 \frac{6000 \cdot 0,75z^3}{3} + 180 \\ = -129z^2 + 26,8z^3 + 180; \quad \sigma_z = 6000zy_z.$$

Результати обчислення зазначених параметрів наведені на Рис. 5.2.

Епюра прогинів y_z характеризує деформації палі, як деформації вільного стрижня (без плити ростверку).

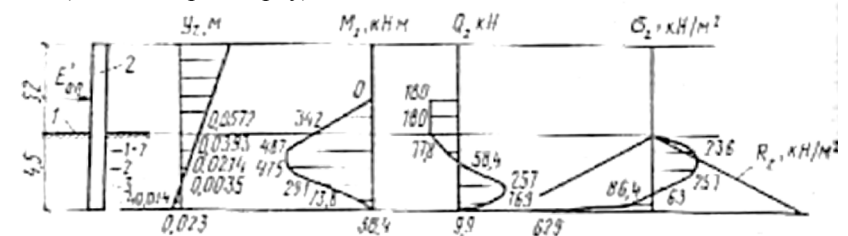


Рис. 5.2 Результати розрахунку утримуючого елемента на дію горизонтальної сили
1 - поверхня ковзання; 2 - буонабивна паля

Оскільки ми прийняли палю за нескінченно жорсткий утримуючий елемент, обчислений поворот її φ_z невеликий (в системі рами він буде ще менше). Епюри M_z і Q_z характеризують згинальні моменти і перерізуючі сили по довжині елемента (вище поверхні ковзання ці епюри побудовані відповідно до загальних правил будівельної механіки). На епюрі тисків σ_z одночасно побудована епюра граничних напружень ґрунту R_z , обчислених за формулою (4.30) для різних значень z . Оскільки епюра σ_z практично цілком лежить всередині епюри R_z , прийнята глибина закладення буонабивної палі $h_1 = 4,5 \text{ м}$ є достатньою (умові міцності ґрунту задовольняє).

Максимальний згинальний момент $M_{\text{макс}} = 487 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Відстань від точки прикладання сили $E'_{\text{оп}}$ до умовного закладення стійок рами дорівнює:

$$a = \frac{M_{\max}}{E'_{on}} - \frac{487}{180} = 2.7 \text{ м.}$$

Довжина стійки рами від ригеля до закладення (див. Рис. 5.1 і Рис. 5.2):

$$L = h - l_o + a = 5.2 - 1.9 + 2.7 = 6 \text{ м.}$$

Розрахункова схема рами має вигляд, представлений на Рис. 5.3. Розрахунок цієї рами дає епюри згинальних моментів, показані на рисунку.

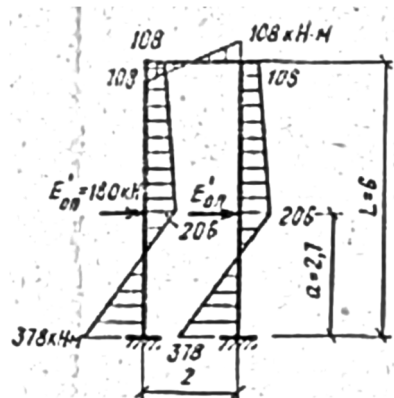


Рис. 5.3 Розрахункова схема рами з епюрами згинальних моментів

Критичну відстань між утримуючими елементами (буронабивними палями) визначаємо за формулою (4.18), попередньо обчисливши величину ζ за формулою (4.8):

$$\zeta = \frac{180 + \sqrt{180^2 - 2 \cdot 180 \cdot 5.6 \cdot 20 \cdot 0.176}}{4 \cdot 5.6 \cdot 20} = 0.757;$$

$$b = \frac{6 \cdot 0.757^2 \cdot 20 \cdot 5.6 \cdot 0.819 - 180(2 \cdot 0.757 - 0.176)}{0.2 \cdot 180 \cdot 0.757^2 \cdot 0.819} = 4.41 > 2 \text{ м.}$$

Прийнята відстань між буронабивними палями умові продавлювання ґрунту задовольняє.

У разі можливості повного водонасичення ґрунтів і переходу їх в пластичний стан критичну відстань слід розраховувати за формулою (4.22) в даному випадку такої небезпеки немає, обчислюємо як приклад):

$$b = \frac{2 \cdot 5.6 \cdot 0.75 \cdot 20(1 + 3.14/2)}{180} = 2.4 \text{ м} > 2 \text{ м.}$$

Остаточно відстань між рядами буронабивних паль приймемо $b=2 \text{ м.}$

6. ЗАВДАННЯ ПО ВАРІАНТАХ

Необхідно згідно порядковому номеру в заліковій відомості вибрати завдання (таблиця 6.1). У завданні потрібно виконати розрахунок утримуючої протизсувної споруди. Розрахунок виконується відповідно до послідовності, яка представлена в розділі 5. Розрахунок міцності перерізу бурової палі за згинальним моментом і розрахунок ширини розкриття тріщин не є обов'язковими і виконуються за погодженням з викладачем.

Таблиця 6.1

№ вар.	Еоп, кН/м	d, м	lп, м	Висота підпірної стінки, м	Ширина підпірної стінки, м
1	2	3	4	5	6
1	180	0,75	9,7	2,8	3,4
2	150	0,65	9,0	2,8	3,4
3	130	0,75	9,1	2,8	3,4
4	190	0,75	10,1	2,9	3,4
5	170	0,75	9,7	2,7	3,4
6	130	0,75	9,7	2,8	3,6
7	140	0,55	9,7	2,8	3,4
8	160	0,75	9,7	2,8	3,4
9	200	0,95	9,7	2,8	3,9
10	180	0,75	9,7	2,8	3,4
11	170	0,85	9,7	2,8	3,4
12	190	0,85	9,7	2,8	3,4
13	200	0,95	9,7	2,8	4,0
14	120	0,55	9,7	2,8	3,4
15	150	0,55	9,2	2,4	3,4
16	140	0,55	9,7	2,8	3,4
17	130	0,55	9,1	2,8	3,6
18	200	0,95	9,7	2,8	3,9
19	120	0,55	9,7	2,8	3,4
20	150	0,55	9,7	2,8	3,4
21	140	0,55	9,2	2,6	3,4
22	130	0,55	9,7	2,8	3,4
23	200	0,95	9,7	3,0	3,9
24	120	0,55	9,7	2,8	3,4
25	150	0,55	9,7	2,5	3,4
26	140	0,55	9,7	2,8	3,5
27	130	0,65	9,7	2,8	3,4
28	200	0,95	9,7	2,9	3,9
29	120	0,55	9,0	2,8	3,4
30	150	0,65	9,1	2,8	3,2

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. А.И. Билеуш. Оползни и противооползневые мероприятия. Монография. К.: Наукова думка, 2009. - 558с.
2. Гришин В. А. Дорофеев В. С. Расчет противооползневых сооружений. О.: ООО ВнешРекламсервис, 2009. - 215с.
3. Гинзбург Л.К. Противооползневые сооружения. Монография. Д.: Лири ЛТД, 2007. - 188с.
4. Шаповал В.Г. Механика грунтов: учебник. / Шаповал В.Г., Седин В.Л., Шаповал А.В. и др./ Д.: Пороги, 2010. – 168с.
5. ДБН В.1.1-46:2017 Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. - 53с.
6. ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016 Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. - 83с.