

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню магістра

студента Багдасарян Віра Артурівна
академічної групи 192м-19-1 ФБ

(шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія

(офіційна назва)

на тему: Проект інженерних систем підсилення зсувонебезпечного схилу балки
Євпаторійська у місті Дніпро.

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Гапєєв С.М.	75	добре	
розділів:				
Розділ 1	Гапєєв С.М.	65	задовільно	
Розділ 2	Гапєєв С.М.	75	добре	
Розділ 3	Гапєєв С.М.	75	добре	
Рецензент	Бабець Д.В.	90	відмінно	
Нормоконтролер	Максимова Е.О.	85	добре	

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри
будівництва, геотехніки і геомеханіки

_____ Гапєєв С.М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

«01» вересня 2020 року

**ЗАВДАННЯ
на кваліфікаційну роботу
ступеню магістра**

студенту Багдасарян Вірі Артурівні академічної групи 192м-19-1 ФБ
(прізвище та ініціали) (шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія
(офіційна назва)

на тему Проект інженерних систем підсилення зсувонебезпечного схилу балки
Євпаторійська у місті Дніпро,
затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від __.__.2020 р. № _____

Розділ	Зміст	Термін виконання
ВСТУП, РОЗДІЛ 1		
РОЗДІЛ 2		
РОЗДІЛ 3		

Завдання видано _____ Гапєєв С.М.
(підпис керівника) (прізвище, ініціали)

Дата видачі: 01.09.2020 р

Дата подання до екзаменаційної комісії: 18.12.2020 р.

Прийнято до виконання _____ Багдасарян В.А.
(підпис студента) (прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 99 стор. 3 табл., 29 рис., 82 джерела.

ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИЙ СХИЛ, ПРОТИЗСУВНІ ЗАХОДИ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН, ҐРУНТОВИЙ АНКЕР, МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Об'єкт досліджень: стійкість схилів балок і ярів, небезпечних щодо розвитку зсувів.

Предмет досліджень: напружено-деформований стан схилу, підсиленого інженерною конструкцією на основі ґрунтового анкера.

Мета роботи: обґрунтування параметрів інженерних конструкцій на основі канатних анкерів для посилення схилів, небезпечних щодо розвитку зсувів.

Методи досліджень. Для досягнення поставленої мети в роботі використано комплексний підхід, що включає аналіз літературних джерел за темою роботи, положення аналітичних методів розрахунку стійкості схилів і укосів, чисельний метод скінченних елементів.

Отримані результати можуть бути використані для зміцнення зсувонебезпечних схилів балок, що знаходяться як в межах міста, так і за містом, які укріплені комбінованими конструкціями з підпорних стін на природній основі і ґрунтових анкерів, в умовах Дніпропетровського регіону та Придніпровського району місцевості.

У розділі 1 виконано аналіз природних і техногенних факторів, що впливають на стійкість укосів і схилів; видів зсувів; існуючих підходів до оцінки стійкості укосів і схилів; протизсувних заходів; сформульовані мета, ідея і поставлені завдання досліджень.

Розділ 2 присвячений аналізу інженерно-геологічної будови зсувних схилів балок м. Дніпра, вибору на його основі об'єкта досліджень, оцінки ефективності існуючих протизсувних заходів та методів їх посилення.

У розділі 3 обґрунтовано вибір методу чисельного моделювання, розроблені методика моделювання і розрахункові схеми, виконано моделювання і аналіз результатів, на основі якого встановлено раціональні параметри засобів підсилення протизсувних заходів.

ABSTRACT

Explanatory note: 99 pages. 3 tables, 29 figures, 82 sources.

SLIDE SLOPE, ANTI-SLID MEASURES, STRESS-DEFORMED CONDITION, SOIL ANCHOR, FINITE ELEMENT METHOD

Object of research: stability of slopes of beams and ravines, dangerous for the development of landslides.

Subject of research: stress-strain state of the slope, reinforced by an engineering structure based on a soil anchor.

Purpose: substantiation of the parameters of engineering structures based on rope anchors to strengthen the slopes, dangerous for the development of landslides.

Research methods. To achieve this goal, a comprehensive approach is used, which includes the analysis of literature sources on the topic of the work, the provisions of analytical methods for calculating the stability of slopes and slopes, numerical finite element method.

The obtained results can be used to strengthen the landslide slopes of beams located both within the city and outside the city, which are reinforced with combined structures of retaining walls on a natural basis and soil anchors, in the Dnipropetrovsk region and Prydniprovsky district.

Section 1 analyzes the natural and man-made factors that affect the stability of slopes and slopes; types of landslides; existing approaches to assessing the stability of slopes and slopes; anti-landslide measures; the purpose, idea and tasks of researches are formulated.

Section 2 is devoted to the analysis of the engineering-geological structure of the landslide slopes of the Dnieper beams, the choice of the object of research on its basis, the assessment of the effectiveness of existing anti-landslide measures and methods of their strengthening.

Section 3 substantiates the choice of the method of numerical modeling, developed modeling techniques and calculation schemes, performed modeling and

analysis of results, based on which the rational parameters of means of strengthening anti-landslide measures.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	9
1 АНАЛІЗ ФАКТОРІВ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА СТІЙКІСТЬ СХИЛІВ.	
МЕТА, ІДЕЯ І ОСНОВНІ ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	12
1.1 Аналіз природних і техногенних факторів, що впливають на стійкість схилів	12
1.2 Загальна характеристика існуючих видів зсувів	16
1.3 Огляд теоретичних передумов щодо розрахунку стійкості укосів і схилів	18
1.4 Огляд існуючих рішень по зміцненню зсувонебезпечних відкосів і схилів	20
1.5 Мета, ідея і основні задачі досліджень	29
1.6 Висновки за розділом 1	31
2 ВИБІР ОБ'ЄКТА ДОСЛІДЖЕНЬ. ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ ІСНУЮЧИХ ПРОТИЗСУВНИХ ЗАХОДІВ	
2.1 Інженерно-геологічна характеристика будови зсувних схилів на об'єкті досліджень	33
2.2 Стан протизсувних конструкцій на північному схилі балки Євпаторійська.....	41
2.3 Запропонований спосіб підсилення протизсувних споруд балки Євпаторійська.....	42
2.3.1 Сучасні конструкції ґрунтових анкерів [83]	45
2.4 Висновки за розділом 2	50
3 ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ СПОСОБУ ЗМІЦНЕННЯ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛІВ НА ЧИСЕЛЬНИХ МОДЕЛЯХ	
3.1 Вибір і обґрунтування методу чисельного моделювання	51
3.2 Аналіз сучасних теорій міцності стосовно оцінки стійкості укосів зсувонебезпечних схилів	59
3.3 Обґрунтування розрахункової схеми і методики моделювання	64

3.4 Узагальнення і аналіз результатів чисельного моделювання	69
3.5 Висновки за розділом 3	79
4 ОХОРОНА ПРАЦІ	83
4.1 Техніка безпеки при провадженні закріплюючих робіт на відкосах і схилах.....	83
4.2 Охорона праці при роботі за комп'ютером.....	86
4.2.1 Загальні вимоги безпеки.	86
4.2.2 Вимоги безпеки перед початком роботи.....	89
4.2.3 Вимоги безпеки при виконанні робіт	90
4.2.4 Вимоги безпеки в аварійних ситуаціях	93
4.2.5 Вимоги безпеки по завершенню роботи	94
4.3 Висновки за розділом 4	94
5 ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВОК.....	95
ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАННЯ	98

ВСТУП

Інтенсивна урбанізація, характерна для більшості регіонів України, і низький рівень прогнозування її негативних наслідків зумовили збільшення атропогенного навантаження на території, через що загострилися негативні наслідки господарської діяльності людини. Особливої актуальності набула проблема розвитку небезпечних геологічних процесів і явищ, таких, як зсуви, обвали, карст і підтоплення.

На значній території України (близько 60% площі), в найбільш густонаселених, індустріальних областях є небезпека утворення різних за масштабами зсувів. Зсувонебезпечні території займають порівняно невеликі площі (табл.), Але за кількістю аварій, катастроф і збитку, що завдається, зсуви займають перше місце і в Україні, і в світі.

Таблиця – Розташування зсувонебезпечних і підтоплених районів у Придніпров'ї [1]

Адміністративно-територіальні одиниці, обл.	Площа, тис. км ²	Площа розвитку, км ²	
		зсувів	підтоплень
Київська	28,1	17,7	1130,0
Черкаська	20,9	17,9	780,0
Полтавська	28,8	96,7	2000,0
Кіровоградська	42,6	1,9	140,0
Дніпропетровська	31,9	145,0	1660,0
Запорізька	27,2	3,9	342,0

Вивчаючи комплекс причин зсувоутворення слід зазначити, що в цілому для України, особливо останнім часом, найбільш критичним є підтоплення. За даними Державної служби України, швидкість і умови підтоплення визначаються такими природними факторами, як клімат, орогідрографія,

геологічна будова і гідрогеологічні умови. Підйом рівня підземних вод з природних причин відбувається зі швидкістю 2-3 см / рік, а з причин техногенного характеру до 1 м / рік. Тільки за останні 15 років площа підтоплених територій в містах збільшилася в два рази, а кількість населених пунктів, де зафіксовано підтоплення, зросла в 2,7 рази [2].

Чинники, що викликають підтоплення забудованих територій, в різних регіонах одні й ті ж. Ця ситуація є результатом прорахунків на всіх етапах містобудівної діяльності, включаючи проектування, будівництво та експлуатацію об'єктів. При підтопленні деградують замочені лесові породи, що безпосередньо пов'язано з зсувоутворенням. Придніпровська смуга поширення лесових порід – це характерний регіон розвитку зсувних процесів. За кількістю можливих надзвичайних ситуацій Дніпропетровщина є одним з найнебезпечніших регіонів країни, і проблема проблем – зсуви.

Актуальність проблеми боротьби зі зсувами, безсумнівно, велика, вона обумовлена їх широким розповсюдженням, а також небезпекою, яку вони представляють для житлової забудови, промислових підприємств, а в деяких випадках і для життя людей.

У зв'язку з вищевикладеним метою роботи є обґрунтування параметрів інженерних конструкцій на основі канатних анкерів для посилення схилів, небезпечних щодо розвитку зсувів.

Об'єкт досліджень - стійкість схилів балок і ярів, небезпечних щодо розвитку зсувів.

Предмет досліджень - напружено-деформований стан схилу, посиленого інженерною конструкцією на основі ґрунтового анкера.

Основна ідея полягає в застосуванні сучасних чисельних методів і моделей для оцінки напружено-деформованого стану зсувонебезпечного схилу, стійкість якого підвищується за допомогою ґрунтових анкерів.

Методи досліджень. Для досягнення поставленої мети в роботі використано комплексний підхід, що включає аналіз літературних джерел за темою роботи,

положення аналітичних методів розрахунку стійкості схилів і укосів, чисельний метод кінцевих елементів.

Для досягнення поставленої мети в роботі поставлені і вирішені такі основні завдання досліджень:

- виконати аналіз природних і техногенних факторів, що впливають на стійкість укосів і схилів;
- виконати аналіз існуючих видів зсувів і способів і методів протидії їм і підвищення стійкості зсувонебезпечних схилів;
- вибрати об'єкт досліджень;
- виконати оцінку стану існуючих протизсувних заходів на об'єкті досліджень;
- вибрати спосіб підсилення існуючих на об'єкті протизсувних конструкцій;
- вибрати і обґрунтувати метод чисельних досліджень і пакет прикладних програм для їх виконання;
- розробити розрахункові схеми і методикку виконання моделювання;
- виконати чисельне моделювання протизсувної системи і встановити раціональні параметри засобів підсилення існуючих на об'єкті досліджень протизсувних конструкцій;
- виконати економічну оцінку ефективності запропонованого способу підсилення стійкості зсувонебезпечного схилу.

1 АНАЛІЗ ФАКТОРІВ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА СТІЙКІСТЬ СХИЛІВ. МЕТА, ІДЕЯ І ОСНОВНІ ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1 Аналіз природних і техногенних факторів, що впливають на стійкість схилів

Зсуви є одним з процесів формування рельєфу схилів і відбуваються за умови порушення співвідношення між висотою і крутизною схилу з одного боку і міцністю порід - з іншого. Зсуви утворюються на певному етапі формування схилу, однак це не відноситься до кожного з них. Необхідне поєднання декількох чинників, що знаходяться у взаємозв'язку для того, щоб почався і розвивався процес зсувоутворення. Все повзика відбувається з руйнуванням порід під дією зсувних напружень. Виникнення руху можна розглядати з урахуванням факторів, що збільшують зсувні напруження і знижують опір зрушенню.

Механічними властивостями гірських порід, що характеризують їх реакцію на діючі напруги, є міцність і деформованість. Ці властивості залежать від гранулометричного і мінералогічного складів, структури, текстури, характеру поглинання катіонів, хімічного складу парової води. У свою чергу склад і будова породи визначаються її генезисом [3].

Процес зсувоутворення може виникнути і розвиватися в певному середовищі. Для зсуву необхідна присутність в геологічному розрізі порід, можливо різного генезису, але з однаковою особливістю - в умовах напруженого стану схилу в них можуть утворюватися поверхні ковзання.

Землетруси є чинником, що порушує стійкість зсувних блоків, наведених іншими факторами в нестійкий стан. Самі по собі вони рідко є причиною великих деформацій. Виняток становлять землетруси силою 8-9 балів, які самостійно викликають деформації схилів [4].

Сукупність тектонічних порушень, що змінила початкові форми залягання гірських порід, призводить до утворення основних зон і поверхонь ослаблення

в масивах порід. По цих зонах найбільш часто відбувається деформація схилів. Неотектоніка не робить прямого впливу на розвиток зсувних процесів на схилі. Однак при підйомі збільшуються висота і крутизна схилу, а значить, і енергія всіх денудаційних процесів [5].

Необхідно особливу увагу приділяти таким видам денудації, як ерозія та абразія. До тих пір, поки ці процеси не створять різких обрисів схилу, зсув не відбудеться. Основне значення рельєфу полягає в тому, що він обумовлює розподіл напружень у верхній частині схилу. Одним з основних факторів, що впливають на стійкість схилів, є їх крутизна [6, 7].

Підмив берегів водою дуже рідко компенсується подальшими наносами. Внаслідок цього, по всіх берегах в місцях активної абразії, ділянки, складені нестійкими і порівняно стійкими породами, деформуються зсувами.

Звертають на себе увагу гідрометеорологічні чинники. Зливи викликають поверхневий розмив схилу з утворенням ярів, вимоїн, конусів виносу. Вода при цьому проникає тільки в поверхневий шар породи і не встигає істотно змінити її властивості. Ерозійна діяльність злив може мати як негативний вплив на стійкість схилу, що складається в підмиву окремих блоків породи з порушенням їх стійкості, так і позитивний, що проявляється у формуванні ярів і промоїн, дренажних схилів.

Тривалі дрібні дощі глибоко промочують породи схилу і в результаті знижують їх опір зрушенню (більш ніж в два рази); водонасищують зони і поверхні ослаблення; збільшують щільність породи на 20-30%, створюючи додаткове навантаження на нижні шари [8]. Додаткове навантаження на схил від снігу рідко впливає на його стійкість. Основне значення має танення снігу [9]. Найбільш сприятливим є випадання снігу на замерзлі, обмерзлі породи - при таненні снігу вода не буде фільтруватися в них, а зійде поверхневим стоком. У весняний період переважання випаровування над таненням може компенсувати найнебезпечніші передумови нестійкості схилів.

Велику роль у розвитку ерозії грають вивітрювання і вилуговування, які готують матеріал для зсувних зміщень. При вилуговуванні з порід вимиваються легко і середньорозчинні солі, що зменшує структурну міцність порід.

При вивітрюванні, під дією добових коливань температури атмосферного і укладеного в порах повітря, водяної пари і змочування поверхневими водами з наступним висиханням порід, відбувається утворення безлічі тріщин всихання, що порушують внутрішні зв'язки порід і полегшують інфільтрацію. Навіть найміцніші породи під впливом цих процесів подрібнюються, різко збільшується їх вільна поверхня, що вступає у взаємодію з зовнішнім середовищем, втрачаються зв'язки між частинками і порода повністю руйнується.

У зоні коливання рівня підземних вод, що, як правило, пов'язане з атмосферними опадами або носить техногенний характер, створюється зона підземного вивітрювання підвищеної активності. Ця зона в більшості випадків стає зоною ослаблення і в її межах розвиваються поверхні ковзання.

При підйомі рівня підземних вод водонасищаються вищерозташовані нестійкі породи, що може стати причиною великої деформації схилу. При змочуванні тріщин глинистий заповнювач в них може за рахунок зміни вологості перетворитися з цементуючого матеріалу в «мастило», що полегшує ковзання блоку породи [10].

Прямої залежності між наявністю підземних вод на схилах і виникненням зсувів немає [3]. Підземні води вносять кількісні зміни в умови виникнення граничної рівноваги схилів, впливаючи на величину напружень і на міцність порід.

Гідростатичний і гідродинамічний тиски, що зростають при підйомі рівня підземних вод, можуть порушити стійкість порід і викликати в поєднанні з іншими факторами деформацію [11]. Істотно може погіршити стійкість схилів гідростатичне зважування порід напірними водами, а також «штовхаючий» гідродинамічний тиск, що виникає при русі підземних вод в напрямку падіння

схилу. Породи зсувного схилу сильно послаблюються і розрихлюються суфозією і внутрішнім розмивом по структурній тріщинуватості підземними водами, що виклинюються на зсувний схил. Зміна шляху струйчатого руху підземних вод через кольматації колишніх шляхів, перекриття їх в результаті деформацій, розмиву нового шляху або утворення тріщин може стати негативним фактором стійкості гірських порід.

Основна відмінність техногенних факторів в тому, що їх виникнення неминуче при виконанні певних інженерних заходів. Ці фактори повинні бути враховані при будівництві споруд та їх шкідливий вплив на стійкість гірських порід усунуто відповідними заходами. Однак доводиться відзначити, що більшість деформацій схилів в районах будівництва та господарської діяльності людини відбувається через неуважність або незнання.

Інженерно-меліоративні заходи, як правило, застосовуються для збільшення стійкості порід, проте часто вони викликають виникнення побічних шкідливих умов. Створення водонепроникного екрану для зменшення фільтрації води з каналу, поверхневого водо-току і т.д. може перепинити шлях руху підземних вод, порушивши їх режим.

Витоки стічних вод великих промислових підприємств, особливо хімічних, призводять до вилуговування порід і іншим їх змінам. Фільтрація таких вод в породах може створити в них зону або поверхню ослаблення.

Дренажні, іригаційні, водопровідні та каналізаційні мережі при експлуатації дають витіки, які, потрапляючи на ділянки деформацій схилів, різко погіршують стійкість порід.

Нерегульований полив, створення місцевих водойм, водосховищ сприяють підйманню рівня підземних вод, водонасищують маловологі масиви гірських порід, змінюючи їх властивості та навантаження на них.

Вибухові роботи та інші динамічні впливи при будівництві створюють коливання і поштовхи, здатні вивести з рівноваги нестійкі ділянки схилів. При будівництві з заморожуванням порід порушується структура, що викликає

погіршення їх властивостей. При розтині будівельних котлованів, кар'єрів, дорожніх роботах, при спорудженні каналів, насипів, дамб тощо найбільш часто відбувається небезпечна для збереження стійкості зміна крутизни схилу.

Знищення або заміна одного виду рослинності іншим на схилах змінює режим температури і вологості порід, тим самим змінюючи умови їх вивітрювання.

Мають місце особливо небезпечні випадки штучної зміни умов стійкості схилів, сильно замасковані складною природною обстановкою. Небезпека полягає в тому, що справжні причини, що викликали зсув, залишаються нерозкритими і тоді багаторазові спроби відновлення стійкості схилу можуть залишатися безрезультатними.

Узагальнюючи вищесказане, слід зазначити, що зміни геолого-гідрогеологічних умов, гідрометеорологічні та техногенні фактори безпосередньо сприяють поступовому погіршенню фізико-механічних властивостей порід, розуцільнюють або руйнують їх структуру, збільшують фільтраційну проникність, тим самим, створюючи передумови для порушення стійкості схилів.

1.2 Загальна характеристика існуючих видів зсувів

У різних регіонах, незалежно від генетичних особливостей порід, геолого-гідрогеологічної будови території виділяють три основні види зсувів - ковзання, видавлювання і в'язкопластичні зсуви [12].

Найбільш поширеними є *зсуви ковзання*. Для ілюстрації зсувоутворення наведемо схематичний опис процесу. Розглянемо схил з характерними геометричними параметрами і потенційною можливістю розвитку зсуву ковзання.

В результаті техногенного впливу або природного фактору (абразія) сталася підрізка схилу. При цьому стала збільшуватися його крутизна з одночасним зменшенням стійкості. Ця стадія наростання нестійкості схилу.

В окремих місцях схилу напруги в масиві гірських порід опірність породи. З'явилися тріщини, що відокремлюють нестійкі ділянки. Настала стадія початкових деформацій, при якій на поверхні масиву гірських порід з'явилися окремі місцеві деформації без зміщення великих частин масиву.

Поява тріщин створила новий зсувоутворюючий фактор - рясне змочування порід атмосферними опадами. За рахунок водонасичення глинистих порід і відповідної зміни їх властивостей знижуються опір зрушенню, розриву до т.д. На цій стадії починається активізація зсувних процесів. Коли порушується стійкість цілих блоків масиву, настає стадія руху зсуву, часто супроводжувана катастрофічними явищами. Відрив і зміщення блоків порід відбувається по плоскій або круглоциліндричній поверхні. Зсуви відрізняються обертальним або паралельно-поступальним характером переміщення всіх точок зсувного тіла, за винятком язикової частини, яка представлена налом випирання або насування. Зсувне тіло в процесі ковзання не змінює структуру. Зсуви ковзання бувають як глибокими, так і поверхневими.

При русі зсув порушує усталений режим схилу. На його поверхні утворюються безстічні западини. Зсув при русі може перекрити окремі тальвеги, створюючи загати. Це разом з іншими чинниками може привести до повторних переміщень, які мають пульсуючий характер в залежності від взаємодії зсувоутворюючих факторів.

Після поступового згладжування рельєфу настає стадія зміцнення зсувних мас, а за нею - стадія погребіння або розмиву зсувних форм рельєфу [4, 13-15].

Головною ознакою *зсувів видавлювання* є механізм розвитку слабкої основи. Його руйнування відбувається внаслідок зростання градієнта напружень або в результаті процесів просадки суфозії, вилуговування, розчинення. Ділянка схилу, що відокремилася в результаті руху порід осідає майже вертикально вниз або з деяким обертанням навколо горизонтальної осі, з подальшим розколюванням на блоки. Далі процес йде як пасивне зміщення блоків по водонасиченим породам основи з порушеною

структурою. Язикова частина у них типу напливання або видавлювання в'язких мас. Ці зсуви, як правило, глибокі, розвиваються найчастіше раптово і носять катастрофічний характер [16].

Зсуви-потоки представляють поверхневі потоки розріджених порід - наслідок впливу атмосферних опадів, що мають зливовий характер в весняно-літній період. Ці зсуви чітко не виражені, формуються на тілі древніх і сучасних зсувів інших типів. Зсувне тіло не обмежується певною поверхнею ковзання. Швидше можна говорити про кордон між рухомим шаром і нерухомим масивом.

Спливи, а при менших масштабах - опливіни (за Є.П. Ємельяною), володіють глибиною захвата до 5 м - глибина сезонного промочування лесових порід, і великою швидкістю зміщення.

У поверхневих (в'язкопластичних) зсувів ґрунту основну роль у зміні стійкості грає водонасичення, яке періодично досягає критичного значення. Основна відмінність полягає в тому, що спливи (опливіни) - це процес відчленовування деякої маси породи при різко вираженому локальному перезволоженні, а зсуви-потоки переміщують по схилу вже відокремлені, часто роздроблені, маси породи [17, 18].

1.3 Огляд теоретичних передумов щодо розрахунку стійкості укосів і схилів

Керування станом масиву гірських порід і ґрунтів і прогнозування стійкості укосів і схилів є однією з найважливіших інженерних задач. В даний час розроблено близько 300 методів, що дозволяють вивчати геомеханічні процеси в укосах і схилах і прогнозувати їх стійкість з урахуванням впливу природних і техногенних факторів.

Дослідженню деформаційних процесів в природних схилах, а також в прибортових масивах гірських порід на кар'єрах, присвячені роботи таких вчених, як Ю.П. Астафєва [19], И. В. Баклашова [20], А. М. Гальперіна [21],

22], А.М. Деміна [23, 24], Н.Н. Маслова [25, 26], И.И. Попова [27], Г.Л. Фісенко [28, 29], А.Е. Шейдеггера [30], В.В. Ржевського [31], В.В. Соколовського [32], Ю.И. Соловйова [33], К. Терцагі [34], В.К. Цветкова [35], П.М. Цимбаревича [36], Н.А. Цитовича [37, 39], А.Г. Шапаря [39-42], Л.К. Гінзбурга [43-45] і багатьох інших (наприклад, [46-50]).

Основні причини порушення стійкості укосів і схилів наступні [51]:

- несприятливі структурно-літологічні умови: тектонічні порушення, зміна кута падіння шарів, наявність прошарку глини та інших обводнених зон;
- зміна фізико-механічних властивостей порід: втрата міцності порід на контактах в результаті зміни їх вологості, зменшення міцності порід у часі;
- негативний вплив підземних вод, які надають гідростатичний і гідродинамічний вплив на масив гірських порід;
- динамічний вплив на масив гірських порід транспортного устаткування, інших техногенних впливів і землетрусів.

Розробка протизсувних заходів зазвичай пов'язана з оцінкою умов стійкості схилу. Така оцінка проводиться шляхом обчислення коефіцієнта запасу стійкості, який характеризується відношенням сил, що утримують масив порід на похилій поверхні, до сил, що зрушують цей масив [25, 26, 46-48, 52, 53]. Всі розрахункові методи оцінки ступеня стійкості укосів і схилів засновані на застосуванні теорії граничної рівноваги. У розрахункових моделях приймаються умовні допущення:

- використовується гіпотеза затверділого тіла [47, 48, 53, 54];
- розглядається вузька смуга укосу шириною 1м і її фізико-механічні параметри застосовуються для всього укосу [55];
- допускається певна форма поверхні ковзання;
- напруги масиву замінюються силами [43, 44];
- в деяких методах сили взаємодії між відсіками, на які розбивається зсувний блок, не враховуються;

- приймаються викладені далі припущення про значення і проявах тиску ґрунтових вод і сейсмічної сили;

- в деяких методах при розгляді рівноваги масиву приймається одне рівняння статичності;

- в окремих випадках теорія граничної рівноваги застосовується до ґрунтового масиву, що знаходиться в позамежному стані при $KЗУ < 1$ [45, 54].

З огляду на перелічені припущення, ці методи розрахунку, хоча і не цілком математично і фізично суворі, але необхідні для розробки простих інженерних способів оцінки стійкості укосів [49].

1.4 Огляд існуючих рішень по зміцненню зсувонебезпечних відкосів і схилів

При виборі комплексів протизсувних захисних споруд, і заходів необхідно враховувати, перш за все, деформації схилу за механізмом зміщення, за характером і масштабністю прояву, а також конкретні інженерно-геологічні умови, циклічність розвитку зсувних процесів, причини їх утворення, а також прогноз зміни інженерно геологічних умов в процесі будівництва і експлуатації комплексу [56].

Протизсувні роботи за своїм характером можуть бути розділені на дві групи: пасивні та активні.

До першої групи належать заходи охоронно-обмежувального характеру:

- заборона підрізки зсувних схилів і устрій на них будь-якого роду виїмок;
- недопущення підсіпок, як на схилах, так і над ними;
- заборона будівництва на схилах ставків, водойм і т.д. ;
- заборона виробництва вибухів і гірничих робіт;
- охорона деревно-чагарникової та трав'янистої рослинності;
- заборона неконтрольованого поливу земельних ділянок;
- недопущення скидання на зсувні схили зливових, талих, стічних вод;
- заліснення зсувонебезпечних територій.

Ці заходи не пов'язані з будівництвом будь-яких інженерних споруд і проведенням трудомістких робіт, а застосовуються з метою попередження зсувів або в поєднанні з активними способами захисту [57].

До другої групи належать такі протизсувні заходи, проведення яких вимагає влаштування різного роду інженерних споруд з метою підсилення природних упорів зсувних мас (контрфорси, контрфорсні стовпи, підпорні стінки на природному або свайних основах, які утримують конструкції глибокого закладення); регулювання водного режиму поверхневих і підземних вод (відповідно на водовідвідні та водостічні мережі, різного типу дренажі); зменшення градієнта навантажень шляхом терасування і уполажування [58-60].

Контрбанкети найчастіше використовуються, коли необхідно укріпити схил, на якому побудовані будівлі і споруди. Нерідко на забудованому схилі важко застосувати, наприклад, свайні конструкції через небезпеку забивання свай поблизу будівель, що деформуються. У таких випадках за допомогою контрбанкетів схили зміцнюються як основи споруд.

Контрбанкетів (рис. 1.1), що представляє собою відсипання з ґрунту, призначений для збільшення утримуючих сил в схилі під дією його власної ваги. Отже, найбільший ефект буде отриманий від контрбанкетів в тому випадку, коли він розташований над висхідною гілкою поверхні ковзання. В цьому випадку до утримуючих сил, діючими по поверхні ковзання в самому схилі, додаються дотична складова ваги контрбанкетів ($Q_i^k = P_i^k \sin \alpha_i$) і сила опору переміщенню, що складається з сили тертя по поверхні ковзання ($T_i^k = P_i^k \sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i$). Тут: P_i^k – вага вантажу контрбанкетів в межах відповідного відсіку, на які умовно розбивається зсувний масив; α_i – кут нахилу до горизонту поверхні ковзання в межах розрахункового відсіку; φ_i – зсувні характеристики ґрунту на рівні поверхні ковзання.

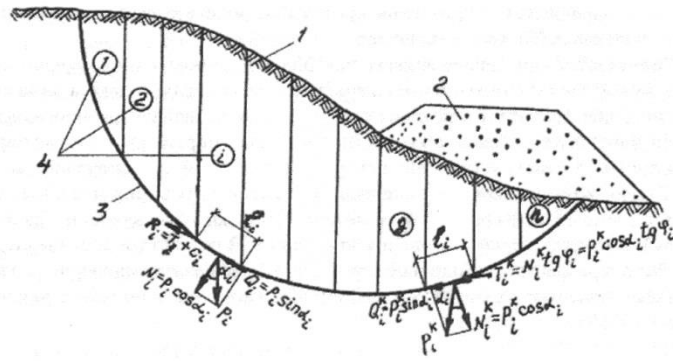


Рисунок 1.1 – Схема схилу з контрбанкетом [61]: 1 - поверхня схилу; 2 - контрбанкет; 3 - поверхня ковзання; 4 - номери розрахункових відсіків, на котрі умовно розбивається зсувний масив

Всі ваги відсіків ґрунту, які розташовані над низхідною гілкою поверхні ковзання, будуть збільшувати зсувні сили, а всі ваги відсіків, розташованих над висхідною гілкою поверхні ковзання, - утримуючі сили. Це не стосується лише сил тертя і зчеплення, які завжди відносяться до утримуючих сил. У зв'язку з цим контрбанкет може бути розташований над спадаючою гілкою поверхні ковзання. В цьому випадку сили тертя повинні перевищувати зсувні сили від ваги контрбанкетів, тобто має виконуватися нерівність

$$P_i^k \sin \alpha_i < P_i^k \sin \alpha_i \tan \varphi_i.$$

Під час призначення розмірів контрбанкетів слід враховувати, щоб він поширювався за межі язика зсуву, щоб уникнути вижимання ґрунтів по новій поверхні ковзання. При зміцненні схилу яру контрбанкет може одночасно служити засипанням лога. В цьому випадку контрбанкет працює не тільки у вигляді привантаження, але і створює відсіч зсувному тиску завдяки розпору між двома бортами яру.

При порівняно невисоких схилах влаштовувати суцільний контрбанкет іноді видається недоцільним. У таких випадках контрбанкет роблять переривчастим по ширині схилу, тобто він фактично перетворюється в контрфорси.

Контрфорс являє собою поперечний вертикальний виступ, ребро або стінку, що підсилює основну несучу конструкцію (в даному випадку схил) і приймає на себе тиск ґрунту. Для зміцнення схилу найчастіше застосовують ґрунтові контрфорси, укріплені каменем, або контрфорси повністю з каменю. При невисокому схилі з розташованою на ньому будівлею, яка вимагає підсилення, можуть застосовуватися бетонні контрфорси, які зміцнюють одночасно схил і стіну будівлі (рис. 1.2, а).

При зміцненні високих зсувних схилів застосовують контрфорси з каменю і щебеню. Такі контрфорси, створюючи відсіч, можуть одночасно служити для відведення з товщі схилу підземних вод, в такому випадку вони називаються контрфорсними дренажами (рис. 1.2, б).

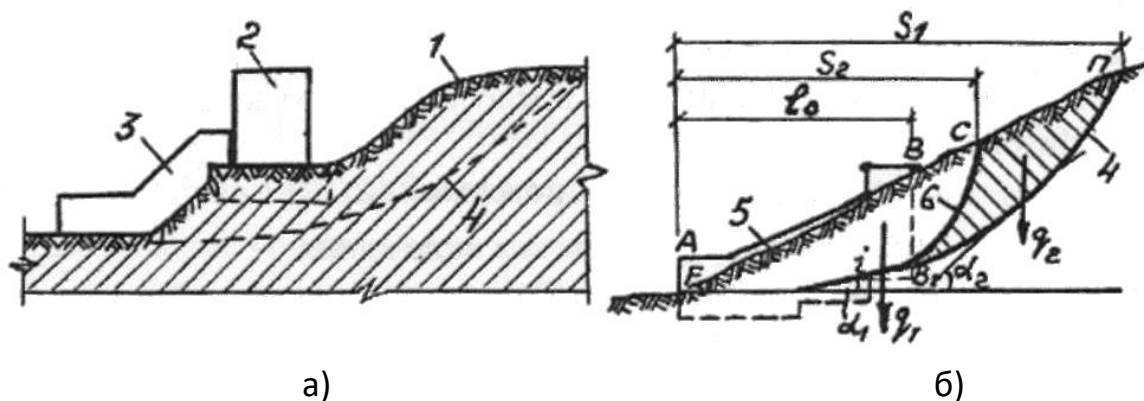


Рисунок 1.2 – Схема влаштування контрфорсів (а) і контрфорсних дренажів (б) [61]: 1 - поверхня схилу; 2 - підсилююча будівля; 3 - бетонні контрфорси; 4 - первісна поверхня зсуву; 5 - контрфорсні дренажі; 6 - можлива поверхня зсуву; 7 - лінія зриву (закольна тріщина)

Контрфорсні дренажі зазвичай влаштовують: з кам'яного накидання; ретельної сухої кам'яної кладки з засипанням порожнеч чистим грубозернистим піском; змішаного типу - зовнішні межі виконують із сухої кам'яної кладки, а внутрішню порожнину заповнюють гравелисто-піщаними ґрунтами; з щебенистих або гравелистих ґрунтів. Найкращою осушувальною дією

володіють контрфорсні дренажі з фільтруючого (дренажного) матеріалу - гравію, щебеню, кам'яного накидання.

При зведенні підпорних стін на зсувних ділянках, коли на них окрім тиску призми обвалення ґрунту, яка визначається теорією Кулона, діють додаткові сили, в тому числі зсувні, проектування ведеться методами, дещо відмінними від загальновідомих.

У багатьох випадках доцільне поєднання декількох протизсувних заходів (наприклад, підпорної стінки та контрбанкета). При експлуатації підпорних стін на зсувних ділянках іноді виникає необхідність їх підсилення, яке доцільне, як правило, в тих випадках, коли вони сприймають активний тиск ґрунту від призми обвалення. Якщо підпорна стіна працює на зсувний тиск, то зазвичай одного підсилення недостатньо і доводиться застосовувати додаткові трудомісткі заходи (зрізка схилу в верховій частини, додавання контрбанкета, доповнення водозахисних заходів і т.д.).

В умовах обмеженого простору раціонально застосовувати для підсилення підпорних стінок ґрунтові анкери (рис. 1.3, а), що передають горизонтальні зусилля на глибокі шари ґрунту. Закладення анкера знаходиться за межами призми обвалення.

Для влаштування ґрунтового анкера проходять (бурінням або продавленням) похилу свердловину діаметром 100-200 мм і в її нижній частині влаштовують розширення, що сприймає висмикуючі навантаження. У свердловину закладають анкерні стержні, які мають на нижньому кінці шайбу, а на верхньому різьблення для гайки. Натяг анкера проводиться домкратом і фіксується гайкою. Потім в свердловину нагнітають бетонну суміш за допомогою бетононасоса або розчинонасоса.

При значному погіршенні фізико-механічних і міцності ґрунту за підпорною стінкою його можна частково замінити міцним дренажним матеріалом - піском, щебенем або каменем. Такий матеріал підвищує характеристики міцності ґрунтової засипки за підпорною стінкою, частково

сприймає навантаження від залишку слабого ґрунту і одночасно грає роль застінного дренажу. Заповнення дренажним матеріалом в залежності від умов провадження робіт і висоти підпорної стінки виконується на повну глибину або частково. Поперечний переріз кам'яної засипки рекомендується приймати трикутного обрису.

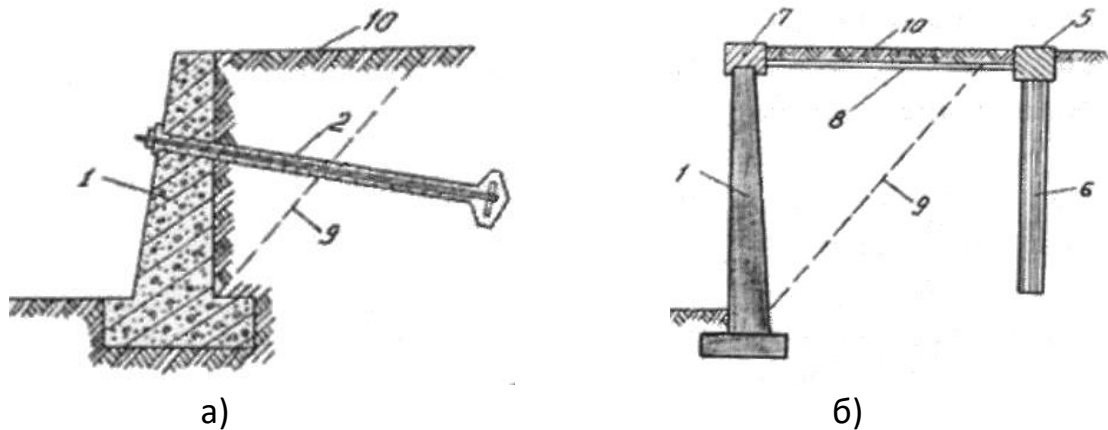


Рисунок 1.3 – Схеми підсилення підпорних стін [61]: а – ґрунтовими анкерами; б – анкерними сваями и тяжами; 1 - підсилююча підпорна стіна; 2 - ґрунтовий анкер; 5 - ростверк, об'єднуючий голови свай; 6 - анкерні свай; 7 - шапковий брус; 8 - металеві тяжі; 9 - лінія ковзання призми обвалення; 10 - поверхня ґрунту

Для підсилення підпорної стінки можуть застосовуватися і анкерні паль (рис. 1.3, б), що влаштовуються за межами призми обвалення. Зверху паль виготовляється залізобетонний ростверк, в який закладаються кінці металевих тяжів. Інші кінці тяжів закладаються в шапковий брус, що влаштовується поверху підсилювальної підпорної стінки. Шапковий брус повинен жорстко з'єднуватися з існуючою підпорною стінкою, для чого арматура останньої оголюється і до неї приварюється арматура бруса. Тяжі можуть виготовлятися з круглого металу діаметром 40-60 мм або з прокатних профілів. Вони повинні обетонуватися або покриватися якісним антикорозійним покриттям. Як правило, їх розміщують нижче поверхні ґрунту. Слід пам'ятати, що при

використанні анкерних паль і тяжів підсилююча підпорна стінка починає працювати за схемою однопрогонової балки. Отже, такий спосіб більш прийнятний при підсиленні залізобетонних підпорних стін, при підсиленні ж бутових стін його можна використовувати тільки після ретельного аналізу, виконання розрахунків і проектування підсилення самої конструкції стіни.

Контрбанкети, контрфорси і підпорні стіни на природній основі або на пальових фундаментах відносяться *до підтримуючих протизсувних споруд*, в той час як пальові конструкції, які заглиблені в стійкі ґрунти і повністю перегороджують шлях руху зсуву, називаються *утримуючими протизсувними спорудами*. Вони застосовуються, як правило, для утримання великих зсувів, при достатньому техніко-економічному обґрунтуванні.

Утримуючі протизсувні пальові конструкції повинні влаштовуватися у вигляді систем пальових полів, які в комплексі зміцнюють зсувний схил. Кількість таких пальових полів на схилі визначається розрахунком. При цьому протизсувні утримуючі конструкції є спорудами глибокого закладення, тобто утримують елементи (палі або стовпи) закладаються в стійкі ґрунти нижче поверхні ковзання на розрахункову величину.

Вибір типу конструкцій, що застосовуються для утримуючих споруд глибокого закладання на конкретному зсувному схилі, так само як і місця розташування цих споруд, залежать від величини зсувного тиску та його розподілу вздовж схилу, потужності зсувної товщі, конфігурації схилу, можливого стану зсуву на момент будівництва та інших реальних факторів.

Найпростіша конструкція (рис. 1.4, а) являє собою окреме пальове поле з рядовим або шаховим розташуванням паль або стовпів (утримуючі елементи), об'єднаних поверху залізобетонною плитою ростверку [62, 63]. Така конструкція розраховується на зсувний тиск, що діє в перерізі схилу, в якому вона встановлена, причому утримуючі елементи закладаються нижче поверхні ковзання на розрахункову величину.

На протяжному схилі і при наявності значних величин зсувних тисків влаштовується кілька пальових полів по довжині зсуву (рис. 1.4, б). Відстань між ними визначається відповідною часткою зсувного тиску, яку сприймає кожна конструкція. У разі обсипаються порід на поверхні схилу окремі пальові поля об'єднують в загальну утримуючу споруду шляхом установки між плитами ростверків залізобетонних розпірок.

При неможливості застосування паль великого діаметра і необхідності сприйняття значних горизонтальних зусиль використовують похилі палі (рис. 1.4, в).

Останнім часом розроблені методика розрахунку, конструкція і технологія влаштування протизсувних анкерних пальових споруд, у яких ростверк закріплюється спеціальними ґрунтовими анкерами в стійких породах, розташованих нижче поверхні ковзання (рис. 1.4, г). Завдяки закріпленню верхньої частини утримуючої конструкції більш раціональною стає розрахункова схема споруди і досягається економія матеріалів і вартості протизсувного будівництва.

В стиснених умовах будівництва, коли великогабаритні механізми для виготовлення буронабивних паль розмістити не можливо, застосовуються палі малого діаметра (до 250 мм), так звані буроін'єкційні паль. При їх використанні доцільно влаштовувати протизсувні утримуючі споруди козлового типу. Такі конструкції (рис. 1.4, д) ефективні тому, що зовнішні похилі ряди паль добре працюють на горизонтальне навантаження (один ряд на вдавнення, інший - на висмикування), а внутрішні вертикальні ряди, що складаються з похилих (в різному напрямку) паль, утворюють суцільну решітку з перехресних паль, яка перешкоджає продавлюванню навіть слабких водонасичених ґрунтів.

Для полегшення роботи утримуючих елементів на вигин вони можуть виконуватися у вигляді вертикальних стін, що розташовуються уздовж зсуву. Поздовжні стіни (рис. 1.4, е) розташовуються на схилі зі зменшенням відстані між суміжними стінами в напрямку до нижньої межі обвалу. Такий прийом

призводить до виникнення розпору зсувного ґрунту, що знаходиться між суміжними стінами, і, отже, збільшення сили тертя ґрунту об поверхню стін. Самі стіни в такому протизсувній споруді можуть виконуватися методом «стіна в ґрунті».

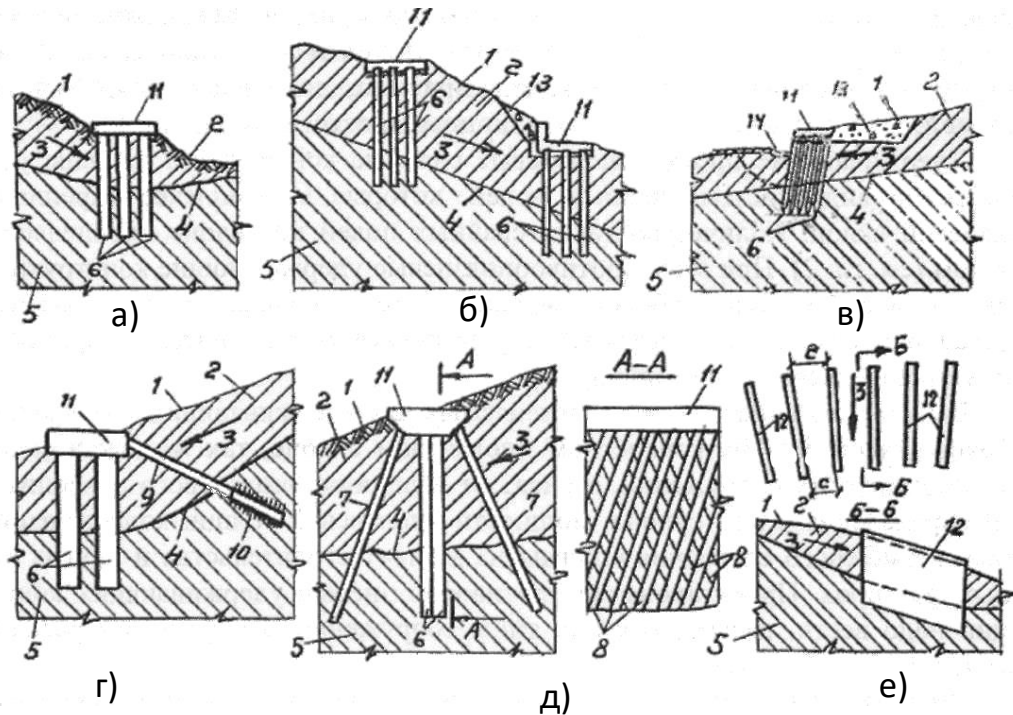


Рисунок 1.4 – Схеми протизсувних конструкцій глибокого закладення [61]: а – однарусна; б – двох’ярусна; в – з похилими палями; г – анкерна; д – козлового типу; е – з поздовжніх підпорних стін; 1 - поверхня схилу; 2 - зсувна товща; 3 - напрямок руху зсуву; 4 - поверхня ковзання; 5 - стійкі (які не зміщуються) породи; 6 - утримуючі елементи із забивних та буронабивних паль; 7 - зовнішні похилі ряди паль; 8 - внутрішні вертикальні ряди перехресних (похилих поперек руху зсуву) паль; 9 - ґрунтовий анкер; 10 - анкерна частина анкера (розширена п'ята або цементация оточуючих ґрунтів); 11 - залізобетонна плита ростверку (в окремих випадках з підпорними стінами); 12 - утримуючі елементи у вигляді поздовжніх підпорних стін; 13 - дренажна засипка; 14 - водовідвідний лоток

Палі для протизсувних утримуючих конструкцій застосовуються забивні (в ґрунтах, в яких можливо їх занурення) і буронабивні (в більш щільних і нестійких ґрунтах).

При проектуванні протизсувної утримуючої конструкції глибокого закладення слід дотримуватися наступних розрахунків [61]:

- розрахунок стійкості схилу і величин зсувного тиску (з побудовою його епюр під кожним розрахунковим поперечником);
- розрахунок утримуючої конструкції як рамної системи;
- розрахунок величини закладення утримуючих елементів нижче поверхні ковзання (за методикою розрахунку опор глибокого закладання);
- розрахунок конструкції за деформаціями (переміщенням верхньої частини споруди);
- розрахунок відстаней між утримують елементами (забезпечують непродавлювання ґрунту зсувної товщі);
- розрахунок перетинів утримуючих елементів по міцності і тріщиностійкості;
- розрахунок протизсувного споруди на переповзання ґрунту.

Тільки при ретельному виконанні всіх необхідних розрахунків може бути надійно запроектована утримуюча конструкція глибокого закладення.

1.5 Мета, ідея і основні задачі досліджень

Метою роботи є обґрунтування параметрів інженерних конструкцій на основі канатних анкерів для підсилення схилів, небезпечних щодо розвитку зсувів.

Об'єкт досліджень - стійкість схилів балок і ярів, небезпечних щодо розвитку зсувів.

Предмет досліджень - напружено-деформований стан схилу, підсиленого інженерною конструкцією на основі ґрунтового анкера.

Основна ідея полягає в застосуванні сучасних чисельних методів і моделей для оцінки напружено-деформованого стану зсувонебезпечного схилу, стійкість якого підвищується за допомогою ґрунтових анкерів.

Методи досліджень. Для досягнення поставленої мети в роботі використано комплексний підхід, що включає аналіз літературних джерел за темою роботи, положення аналітичних методів розрахунку стійкості схилів і укосів, чисельний метод кінцевих елементів.

Для досягнення поставленої мети в роботі поставлені і вирішені такі основні завдання досліджень:

- виконати аналіз природних і техногенних факторів, що впливають на стійкість укосів і схилів;
- виконати аналіз існуючих видів зсувів і способів і методів протидії їм і підвищення стійкості зсувонебезпечних схилів;
- обрати об'єкт досліджень;
- виконати оцінку стану існуючих протизсувних заходів на об'єкті досліджень;
- обрати спосіб підсилення існуючих на об'єкті протизсувних конструкцій;
- обрати і обґрунтувати метод чисельних досліджень і пакет прикладних програм для їх виконання;
- розробити розрахункові схеми і методикку виконання моделювання;
- виконати чисельне моделювання протизсувної системи і встановити раціональні параметри засобів підсилення існуючих на об'єкті досліджень протизсувних конструкцій;
- виконати економічну оцінку ефективності запропонованого способу підсилення стійкості зсувонебезпечного схилу.

1.6 Висновки за розділом 1

1. Виконано аналіз природних і техногенних факторів, що впливають на стійкість укосів і схилів. Встановлено, що зміни геолого-гідрогеологічних умов, гідрометеорологічні та техногенні фактори безпосередньо сприяють поступовому погіршенню фізико-механічних властивостей порід. Розщільнюють або руйнують їх структуру, збільшують фільтраційну проникність, тим самим, створюючи передумови для порушення стійкості схилів.

2. Виконано аналіз існуючих видів зсувів, з якого випливає, що в різних регіонах, незалежно від генетичних особливостей порід, геолого-гідрогеологічної будови території виділяють три основні види зсувів - ковзання, видавлювання і в'язкопластичні зсуви, з яких найбільш поширеними є зсуви ковзання.

3. Аналіз існуючих підходів до оцінки стійкості укосів і схилів показав, що всі вони засновані на застосуванні теорії граничної рівноваги і зводяться по суті до обчислення за різними моделями середовищ обчислення коефіцієнта запасу стійкості, який характеризується відношенням сил, що утримують масив порід на похилій поверхні, до сил, що зрушують цей масив. З огляду на досить велику кількість припущень, прийнятих в розрахункових моделях при оцінці стійкості схилів і укосів, ці методи розрахунку не можна назвати цілком математично і фізично суворими, однак вони необхідні при розробці протизсувних заходів і, незважаючи на припущення, цілком для цього застосовні в інженерній практиці.

4. Виконаний аналіз існуючих рішень по зміцненню зсувонебезпечних схилів, який показав, що вони за своїм характером можуть бути розділені на дві групи: пасивні та активні. До першої відносяться заходи охоронно-обмежувального характеру. До другої - такі, проведення яких вимагає влаштування різного роду інженерних споруд з метою підсилення природних

упорів сповзаючих мас, регулювання водного режиму поверхневих і підземних вод, зменшення градієнта навантажень шляхом терасування і уполажування.

5. Сформульована мета, ідея і основні задачі досліджень.

2 ВИБІР ОБ'ЄКТА ДОСЛІДЖЕНЬ. ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ ІСНУЮЧИХ ПРОТИЗСУВНИХ ЗАХОДІВ

2.1 Інженерно-геологічна характеристика будови зсувних схилів на об'єкті досліджень

При вивченні механізму і кінематики зсувного процесу особливо важливо знати геологічну структуру зсувного схилу. Місто Дніпро розташоване в неоднорідному за своєю геологічною будовою районі. В геологічній будові його території беруть участь кристалічні породи докембрію і відкладення осадового комплексу палеозойської, мезозойської і кайнозойської груп. В умовах міста глибинність розвитку екзогенних геологічних процесів перебуває в прямій залежності від геологічної будови і геоморфологічної розчленованості території і захоплює верхню 10-20 метрову товщу четвертинних відкладень, які представляють еолово-делювіальні, алювіальні і алювіально-делювіальні, делювіальні і техногенні комплекси [64].

В геологічній будові балки Аптекарьської беруть участь комплекс осадових відкладень неогену і антропогену. З неогенового комплексу порід на ділянці досліджуваного схилу мають поширення лише відкладення Самарської свити, представлені вапняками і глинами. Максимальна розкрита потужність цих відкладень - 6-7 м, а повна їх потужність не була розкрита [64].

В геологічній будові зсувних схилів балки Червоноповстанська беруть участь палеозойсько-кайнозойська кора вивітрювання гранітів. Кора представлена дресвою і щебенем граніту, що залягають на тальвегу балки, і каолінами у верхній частині балки.

Неогенові відкладення складені пісками сірувато-жовтими з дрібними прошарками пілуватих і глинистих пісків. Четвертинні відклади представлені сучасними, верхньо-четвертинними, середньо- і нижньочетвертинними лесовидними породами, що підстилають нерозчленованими плаценово-нижньочетвертинними глинами.

Геологічний розріз схилу балки Євпаторійської ж / м «Сокіл», представлений еолово-делювіальними лесових відкладеннями антропогенного комплексу. Він складається з лесів і лесових суглинків, перекритих з поверхні насипними і рослинними ґрунтами, а тальвег - верхньо- і середньо антропогенними відкладеннями, розмитими до льосів Дніпровського горизонту, перекритими балковим делювієм (рис. 2.1).

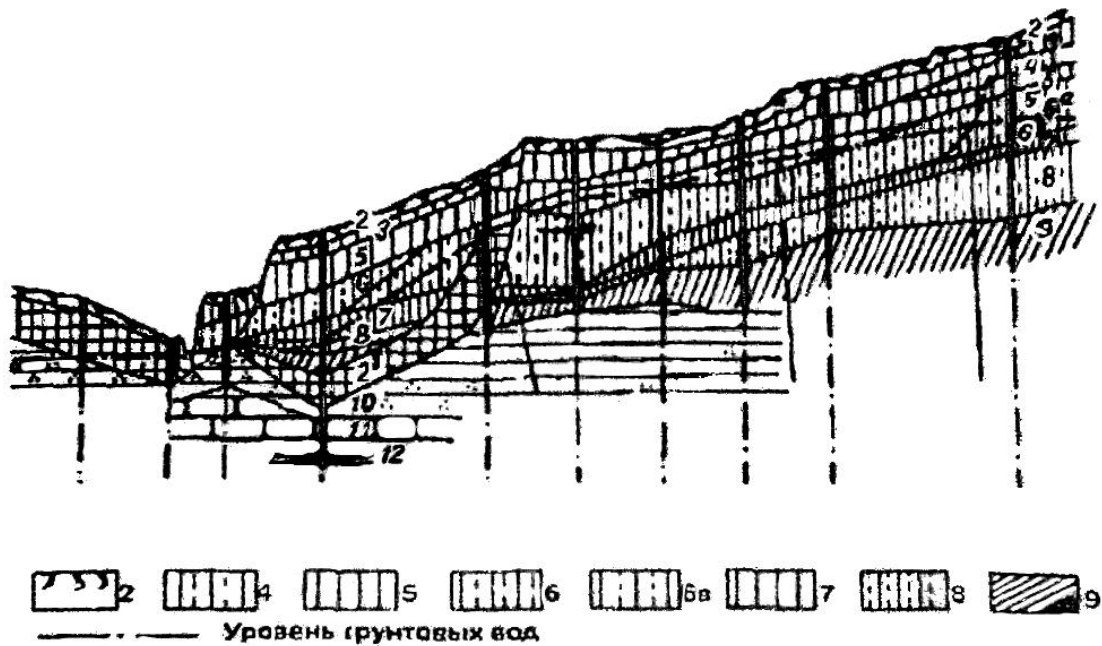


Рисунок 2.1 – Схема геологічного розрізу зсувного схилу балки Євпаторійська

[64]: 2 - ґрунтово-рослинний суглинок темно-сірий; 4 - лес жовтий макropористий, твердої консистенції; 5 - суглинок лесовий буро-жовтий, макropористий, жорсткої консистенції; ба - лес палево-жовтий, макropористий; б - суглинок лесовий буро-жовтий, пластичної консистенції; 7 - суглинок лесовий макropористий; 8 - лес світло-жовтий пластичний; 9 – суглинок

З вище наведеного випливає, що льоси, що складають схили балок Дніпровського регіону відрізняються за своїм складом і властивостями. Лесові породи, що складають схили балок відрізняються своєю пористістю і характерною здатністю до різкого ущільнення при замочуванні водою. Стискаємість лесових порід викликає значну

осадку будівель і споруд. Чимало житлових будинків в центральній частині міста деформуються з утворенням тріщин, перекосів і просідання.

Гідрогеологічні умови схилів. У правобережній частині міста, в межах Українського кристалічного масиву, умови для накопичення підземних вод несприятливі. Тут єдиним водоносним горизонтом є зона тріщинуватих кристалічних порід, однак практичного значення для централізованого водопостачання вона не має.

В гідрогеологічному відношенні схил балки Аптекарської, де стався один з перших великих зсувів у Дніпрі, характеризується наявністю водоносного горизонту, приуроченого до лесової товщі, і насипних ґрунтів антропогену. Його потужність коливається від 1,5-2,0 м до 17,0 м. Найбільша потужність приурочена до верхньої бровки схилу, тобто до місць найбільшого поширення лесів і насипних ґрунтів.

Водоупором повсюдно для цього горизонту є червоно-бурі суглинки, що залягають на елювії вапняку. Глибина залягання дзеркала ґрунтових вод різна і змінюється в широких межах 0,0 м в зоні виклинювання, до 12,0 м у верхній частині схилу балки. Живлення ґрунтів водоносний горизонт отримує за рахунок інфільтрації атмосферних опадів і поливних вод, всіляких витоків з водоносних мереж водопровідно-каналізаційного господарства. Дреною для ґрунтового потоку є Аптекарська балка. За водообільністю і умовами формування водоносного горизонту схил балки Аптекарської розділений на дві ділянки.

Перший, де водоносний горизонт, цілком сформований, простежується на всьому схилі. Глибина залягання в нижній частині схилу 0,9-1,2 м і 10,3 м - у верхній частині. Потужність схилу досягає 3,3-13,5 м. Ґрунтовий потік водоносного горизонту нахилений в сторону падіння схилу, що в певній мірі впливає на стійкість порід.

Друга ділянка характеризується тим, що водоносний горизонт знаходиться в стадії свого формування. Ґрунтові води на цій ділянці залягають у вигляді окремих розріджених лінз, які тільки лише на тальвегу схилу зливаються в один суцільний водоносний горизонт. У тальвегу балки і на прилеглих до нього ділянках схилу

ґрунтові води мають відкрите дзеркало і залягають на глибині 0,4-10,5 м. У підвищеній частині схилу присутність ґрунтових вод встановлюється тільки при наявності водонасичених ґрунтів, потужність яких 1-3 м.

На зсувній ділянці балки Аптекарьської присутні три основних водоносних горизонти:

- перший водоносний горизонт - алювіально-делювіальних відкладень четвертинного віку;
- другий водоносний горизонт - еолово-делювіальних нижньо-середньо-четвертинних відкладень;
- третій водоносний горизонт - полтавських відкладень.

Перший водоносний горизонт приурочений до тальвегу балки. Водомісткими породами служить балочний яр, який представлений супесями лесовидними світло-жовтого кольору і бурого кольору, у верхній частині балки з великим вмістом будівельного сміття. Водупором служать каоліни первинні білого і світло-сірого кольору, глибина залягання яких 3,5-11,2 м. Ґрунтові води розкриті на глибині 0,35-2,2 м. Живлення водоносного горизонту здійснюється за рахунок інфільтрації атмосферних опадів і розвантаження фільтраційного потоку з боку вододільного плато. Підйом вод досягає 1-5 м, при цьому спостерігається зволоження схилу балки.

Другий водоносний горизонт поширений в межах вододільного плато і його схилів, відсутній лише в районі провулків Біологічного і Сірко, де горизонт дренажено. Водовміщуючими породами є лесовидні супіски та суглинки. Водупором служать нижньочетвертинні, червоно-бурі, щільні суглинки Мартоношського горизонту і червоно-бурі глини пліоценовими-нижньочетвертинного віку. Глибина залягання водупора 21,0 -37,0 м. Потужність водоносного горизонту змінюється від 11,0 м до 21,5 м. Глибина залягання рівня ґрунтових вод змінюється від 9,4 до 17,58 м. Живлення горизонту здійснюється, за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, витоків водогінних комунікацій і інфільтрації господарсько-побутових вод з поглинаючих колодязів. Конфігурація фільтраційного потоку обумовлена

умовами живлення та розвантаження. Грунтовий потік має напрямок від купола розтікання в районі вул. Погребняка і Телевізійної до балки Червоноповстанської і її отвершку в районі провулків Біологічного і Сірко.

Третій водоносний горизонт відкладень Полтавської свити неогену має повсюдне поширення в межах досліджуваної території. В районі провулків Біологічний і Сірко даний водоносний горизонт від поверхні - перший. Водомісткими породами є піски м'які, жовтуватого кольору, слабглинисті. Глибина залягання горизонту 27,6-38,7 м, на абсолютних позначках - 78,5-87,12 м.

Живлення Полтавського водоносного горизонту здійснюється через перетікання води з верхніх водоносних горизонтів. Розвантаження його здійснюється в Червоноповстанську балку і її отвершок. За рахунок глибокого врізу отвершку балки, Полтавський водоносний горизонт дренований, і ґрунтові води перетікають в Верхньочетвертичні відкладення. Ухили ґрунтового потоку змінюються в межах 0,025-0,068 і 0,10-0,25.

На період 1968-1972 рр. рівень фунтових вод в межах досліджуваної території знаходився на висоті 23,7-25,3 м. Після введення в експлуатацію житлових багатоповерхових будинків в 1972-1984 рр. загальний підйом ґрунтових вод склав 10,5-13,0 м при середньорічній інтенсивності підйому порядку 0,85-1,1 м.

На схилі балки Євпаторійської зсувної ділянки «Сокіл» на глибині 30 м зустрічається один безнапірний водоносний горизонт, приурочений в районі яру до лесів Дніпровського і Сульського горизонтів, а на зсувній схилі балки - до лесових суглинків Бузького горизонту. Водопором слугують червоно-бурі, важкі суглинки Мартоношського горизонту, покрівля яких залягає в районі яру на глибині 22,7-29,6 м, а на зсувному схилі балки - 11,8-12,0 м.

Глибина залягання ґрунтових вод обумовлюється рельєфом місцевості. У період пошуків в 1981-84 рр., Інститутом «УкрвостокГПНТІЗ» було зафіксовано положення рівня ґрунтових вод на глибині 21,6-12,6 м. І на глибині 4,4-4,5 м в районі зсувного схилу. У тальвегу яру і балки відбувається виклинювання часткових ґрунтових

вод. Напрямок ґрунтового потоку - на південний схід, в сторону р. Дніпро і давньої балки. Живлення водоносного горизонту здійснюється, в основному, за рахунок інфільтрації атмосферних опадів і частково за рахунок витоків з водогінних комунікацій в районі забудованої території. Дренується водоносний горизонт долиною р. Дніпро і частково балкою і яром. В даний час тальвег балки заболочений з утворенням на ньому ставком.

Ділянкою досліджень була обрана ділянка «Сокіл» на природному північному схилі балки Євпаторійської, де активізувалися зсувні зміщення.

Необхідність проведення спостережень була викликана тим, що в районі вулиці Євпаторійської на північному схилі балки у зв'язку з введенням в експлуатацію житлового масиву «Сокіл-2» активізувалися зсувні зміщення. На зсувному схилі розташовані приватні будинки по вулиці Євпаторійській, а на вододілі - житлові багатоповерхові будинки масиву «Сокіл-2». Південний схил на момент закладення спостережної станції був незабудованим, велика частина його зайнята городами, частково заліснені і порізані ярами. Північний схил балки Євпаторійської, що вивчається, складений лесовидними породами з прошарками глини, для яких характерна досить висока ступінь пластичності і стиснення при замочуванні [64].

Відповідно до геологічної будови і з урахуванням рельєфу природного схилу була закладена [64] спостережна станція, яка розташована на південному сході житлового масиву «Сокіл-2» в районі вулиці Євпаторійській на обох схилах балки Євпаторійської (рис. 2.2).

Розглянутий зсувонебезпечний схил балки Євпаторійська зміцнений підпорною стіною на природній основі (рис. 2.2).

В роботі [64] для вивчення морфології і структури зсувного тіла гіпсометричний план ізопотужностей розглядається в сукупності з планом схилу. Суміщений план представляє спільне зображення топографічного плану поверхні схилу і ізоглибин зсувної товщі порід до передбачуваної поверхні ковзання. Зсувонебезпечні місця на поверхні схилу визначалися автором

роботи [64] по поєднаним гіпсометричним планам інженерно-геологічних шарів, що складають схил, і динамічним планам параметрів його зрушення.

Масив ділянки «Сокіл» складений лесовидними породами з прошарками глини. Водоупором служать червоно-бурі, важкі суглинки на глибині 22,7-29,6 м. Їх покрівля поступово занурюється в південно-західному напрямку. В районі схилу балки червоно-бурі суглинки розташовані на глибині 11,8-12,0 м, потужністю 0,6-11,0 м. Занурення відбувається в сторону тальвегу балки. Закладення між ізолініями поверхні водотривкого горизонту змінюється від 10,0 м на верхній частині схилу до 2,5 м на середній частині.

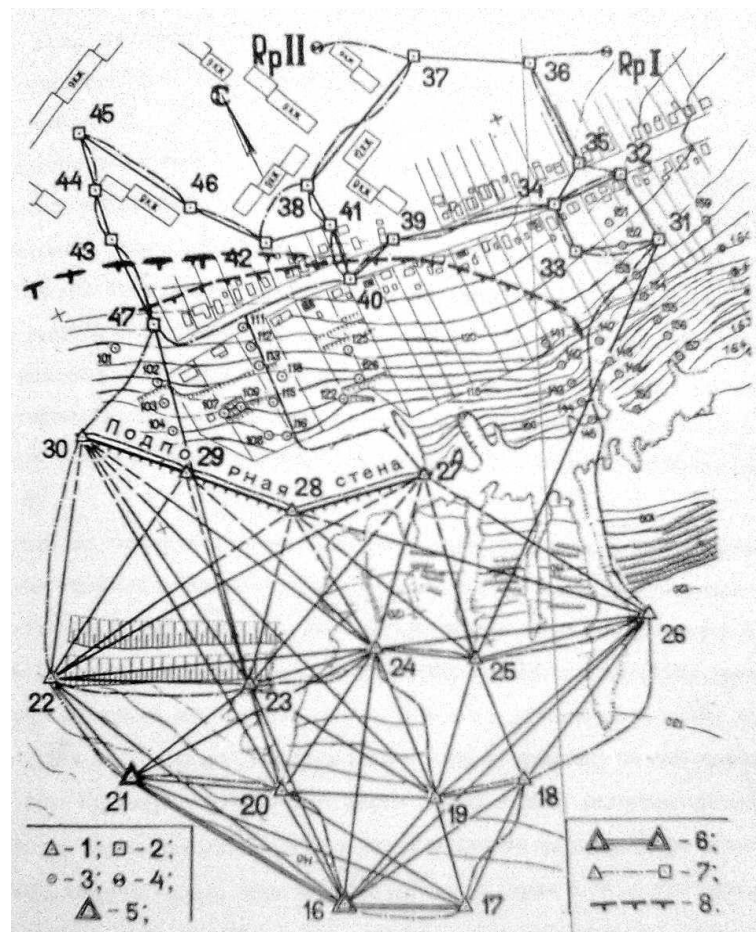


Рисунок 2.2 – Схема спостережної станції на ділянці «Сокіл» [64]: 1 - пункт мікротриангуляції; 2 - пункт полігонометрії; 3 - зсувна ґрунтова марка; 4 - ґрунтовий репер; 5 - вихідний пункт планової мережі; 6 - базисна сторона; 7 - нівелірний хід; 8 - межа можливого розвитку зсуву

Побудовані в роботі [64] геологічні розрізи по найбільш характерним напрямкам рельєфу показують розташування водоносного горизонту по відношенню до водоупорного шару і поверхні схилу. На підставі їх слід, що у підпорної стіни (пункт 29) водоупорний шар підходить до водоносного горизонту, цим пояснюються найбільше зміщення пункту на підпорної стіни і заболоченість тальвегу балки (рис. 2.3, 2.4).

За геологічними даними побудовані плани ізогіпс покрівлі водотривкому шару і водоносного горизонту і визначені кути нахилу їх поверхонь [64]. Кути нахилу змінюються від 0,500 (пункт 45) до 180 (пункт 125) водоупорного шару і від 00 (пункти 45-43) до 180 (пункт 122) водоносного горизонту. Головний ухил поверхні водоупорного шару складає 30 в лівій частині ділянки схилу і 40 в правій. Максимальна глибина залягання водоупорного шару у верхній частині схилу (пункт 45) - 23,1 м, і мінімальна 7,96 м біля підпорної стіни.

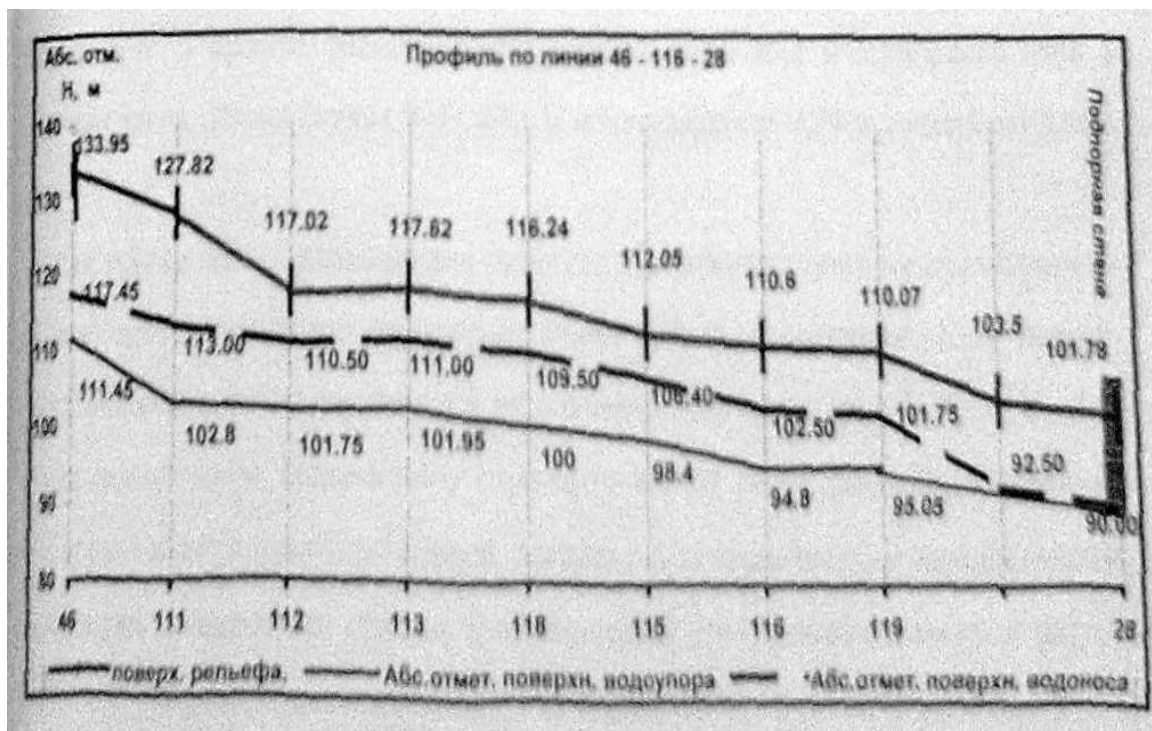


Рисунок 2.3 – Поздовжній профіль геологічного розрізу схилу балки Євпаторійської з профільної лінії 46-28 (ділянка «Сокіл»)[64]

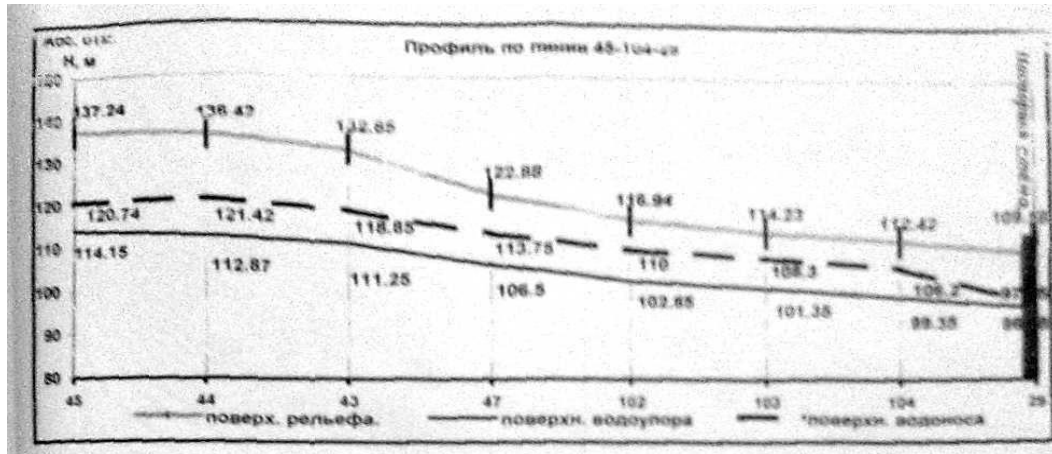


Рисунок 2.4 – Поздовжній профіль геологічного розрізу схилу балки Євпаторійської з профільної лінії 43-29 (ділянка «Сокіл») [64]

2.2 Стан протизсувних конструкцій на північному схилі балки Євпаторійська

Для дослідження напрямку розвитку зсувного процесу шляхом геометризації побудовані гіпсометричні плани покрівлі водотривкому шару, поверхні водоносного горизонту і їх суміщені плани [64]. Ізолінії поверхні водоносного горизонту мають більш спокійний характер, ніж покрівля водотривкого горизонту, розташовуються практично паралельно горизонталям поверхні схилу, максимальний кут нахилу в нижній частині 18,430 і 00 на вододільному плато, де розташовані пункти першої групи. У південно-східній частині ділянки (пункти 125-127) відбувається зближення водоносного і водоупорного горизонтів, що викликає зсув піщано-лесової маси.

При вивченні зсувних процесів важливо знати витрату земляних мас на схилі, тобто, чи бере участь в ньому одна і та ж маса зсувного тіла, або в процесі розвитку зсуву вона змінюється: поповнюється новими масами або зменшується.

На підставі просторового положення всіх спостережуваних точок в зоні передбачуваного зсуву розрахований обсяг земляних мас, які зміщуються, за певний проміжок часу.

Аналіз швидкостей і напрямів зсувів ґрунтових мас зсувного схилу балки Євпаторійська, виконаних автором [64], показує, що зміщення тіла зсуву відбувається вздовж схилу в напрямку до тальвегу балки і підпорної стінки. Після певного періоду спостережень зсув змінює напрямок і майже паралельно західній частині підпорної стінки, впираючись в її східну частину. Зміщується маса в часі стала набирати швидкість і захоплювати великі площі, викликаючи небезпеку стійкості підпорної стіни.

Аналіз поведінки опорних точок, встановлених на опорну стіну, показав, що східна частина стіни зміщується разом з зсувними масами. За припущенням автора роботи [64] відбувається ковзання стіни і зсувних мас по покрівлі водоупорного горизонту, який в цьому місці дуже близький до основи підпорної стіни.

Таким чином, багаторічні геодезичні спостереження за станом зсувних схилів балки Євпаторійська і поведінкою підпорної стіни на північному її схилі вказують на недостатню стійкість підпорної стіни, яка виражається в її повільному зсуві під дією ґрунтових мас зсувного схилу по покрівлі водоупорного горизонту схилу. У зв'язку з цим видається актуальним і необхідним запропонувати заходи щодо підсилення підпорної стіни балки Євпаторійська.

2.3 Запропонований спосіб підсилення протизсувних споруд балки Євпаторійська

На підставі аналізу існуючих протизсувних заходів, який був виконаний в розділі 1, засобом підсилення підпорної стіни може бути застосування ґрунтових анкерів.

Ґрунтовий анкер - це пристрій для передачі розтягувальних навантажень від закріплюючої конструкції на несучі шари ґрунту. Анкер складається з трьох основних частин: оголовка, анкерної тяги і закладення (кореня). Оголовок анкера - це вузол, що забезпечує попередній натяг, блокування і передачу анкерних сил на

об'єкт, що будується. Закладення - частина анкера, що забезпечує передачу зусилля в ґрунт. Тяга - напружуючий елемент, передає зусилля від закріпленої конструкції на закладення (рис. 2.5, 2.6).

Ґрунтови анкер був винайдений і запатентований німецьким інженером Карлхайнц Бауером (1926) в 1958 році при будівництві будівлі Баварської Радіомовної Корпорації в Мюнхені. У 1958 році компанія «Бауер» отримала патент на застосування цементуючих анкерів в слабких осадових ґрунтах. І як підтвердження оригінальності технічного рішення, компанія в наступному 1959 року уклала контракт на установку цементуючих анкерів для проекту Schanze в місті Цюрих (Швейцарія). У 1963 році закінчилося будівництво першої глибокої стіни в ґрунті, закріпленої цементуючими анкерами в місті Мюнхені.

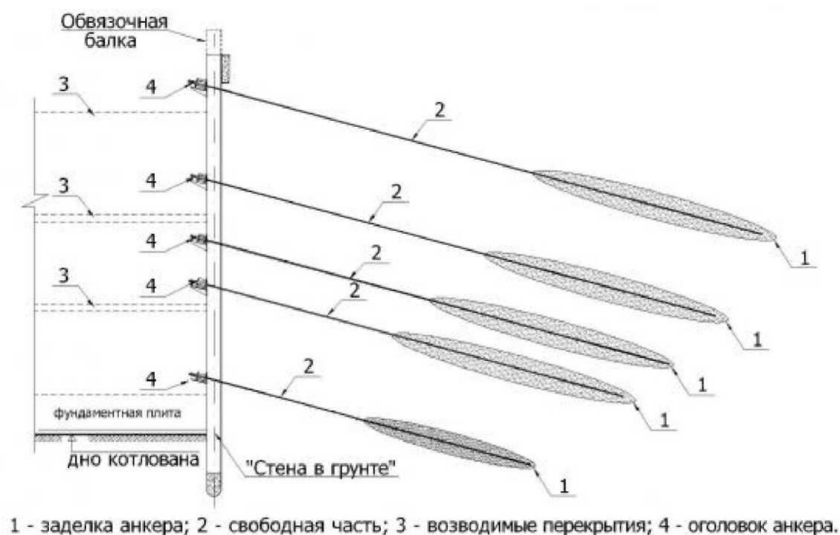


Рисунок 2.5 – Конструкція ґрунтового анкера на прикладі його застосування при зміцненні стінок котловану [83]



Рисунок 2.6 – Кріплення ґрунтового анкера до обв'язки [83]

Патент на пристрій ін'єкційного стяжного анкера дозволив здійснити кріплення конструкцій огорожі котловану в ґрунт без пристрою розпірних конструкцій, і був важливою подією, як у розвитку будівництва підземних споруд, так і концерну «Бауер».

Якщо Карлхайнц Бауер, винаходячи ґрунтова анкер, припускав використовувати його тільки для кріплення стін котлованів, то область сучасного застосування ґрунтових анкерів істотно розширилася. Анкери використовуються для будівництва автостоянок під існуючими будівлями, підсилення фундаментів, запобігання від ґрунтових зрушень місцевості, також поширене кріплення стін тунелів, шахт та інших заглиблених споруд.

Основні технологічні операції при влаштуванні ґрунтового анкера (рис. 2.7 [83]):

1. Буріння свердловини з промиванням глинистим розчином.
2. Установка в свердловину анкера в зборі.
3. Заповнення свердловини цементним розчином з наступним вистоюванням до набору міцності.
4. Випробування анкера на несучу і деформаційну здатності і закріплення його на конструкції.

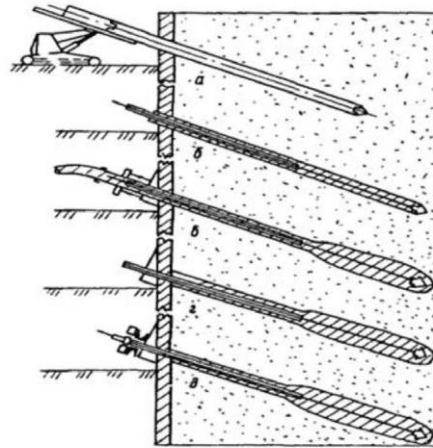


Рисунок 2.7 – Технологічний процес влаштування анкера

2.3.1 Сучасні конструкції ґрунтових анкерів [83]

Нині у кожній фірмі, що займається виготовленням анкерів, застосовується свій різновид технології, принципово мало, ніж відмінної від технології фірми Бауер. Можна зупинитися на кожному застосовуваному типі анкерів і кожного різновиду технології їх виготовлення, але для загального уявлення розглянемо класифікацію *ґрунтових анкерів* по нижченаведених параметрах.

1. За напрямленням тяги:

- похилі;
- вертикальні;
- горизонтальні;

2. За способом утворення свердловин:

- бурові з проходкою свердловин з обсадними трубами, під глинистим розчином, шнеком;
- з зануренням обсадної труби забиванням або вдавленням;

3. За способом пристрою закладення анкера:

- ін'єкційні (закладення утворено подачею цементного розчину під надлишковим тиском);
- розбуреними уширеннями;
- циліндричні (свердловина заповнюється розчином без надмірного тиску);

- РІТ (пристрій камуфлетного розширення за допомогою електровибуху і його замонолічування);

4. По матеріалу анкерних тяг:

- із стержневої арматури;
- із канатної (прядевої) арматури;

5. По терміну служби:

- тимчасові (до 2 років);
- постійні (анкери, що призначені для роботи протягом всього терміну служби споруди);

6. За наявністю / відсутністю попереднього натягу:

- попередньо-напружувані анкери (тяга яких закріплена на оголовку з попереднім натягом, що перевищує 30% робочого навантаження);
- анкери без попереднього напруження.

7. За способом зв'язку анкерної тяги з цементним каменем закладення:

- з замоноліченою тягою в зоні закладення
- з вільною тягою в зоні закладення

Крім добре відомої технології влаштування анкерного кріплення фірми «Bauer» в останні роки з'явився ряд конкуруючих технологій, що мають свої особливості і прийняті на озброєння в будівництві.

Технологія ф. «Елглад». Фірма «Елглад» вперше в Росії застосувала ґрунтові анкера з тягою з 4-х арматурних семипроволочних високоміцних канатів, що дозволило значно збільшити допустиму напругу на анкер.

Технологічні операції при влаштуванні ґрунтових анкерів ф. «Елглад»:

1. Буріння свердловини бурильною головкою 140 мм під захистом сталевих труб 133 мм; які послідовно нарощуються з відрізків довжиною по 1,5 м з допомогою різьбових з'єднань;

2. Виймка ґрунту періодичної продувкою вибою стисненим повітрям;

3. Установка анкера в зборі через труби по направляючій на бурильному агрегаті С-6;

4. Ін'єкція цементного розчину з $B / Ц = 0,4$ за одну операцію через обсадні труби;
5. Видалення зі свердловини обсадних труб не пізніше, ніж через 40 хвилин після закінчення ін'єктування;
6. Формування кореня анкера нагнітанням розчину під тиском не менше 1 МПа;
7. Вистойка до набору розчином міцності на стиск не менше 2 МПа (протягом 7 діб);
8. Випробування анкерів і блокування на конструкції.

Перевагою даної технології є підвищена несуча здатність ґрунтового анкера, що досягає 150 т. Недолік полягає в тому, що в слабких ґрунтах важливо кількість ґрунтових анкерів і величина їх несучої здатності по ґрунті, а не висока несуча здатність тягових елементів.

Технологія ТОВ «ВІЗБАС». Особливість технології полягає в методі влаштування свердловини. Метод розкочування полягає в тому, що на відміну від традиційних способів буріння, де зруйнована порода виноситься на поверхню, розкатник при проходці в стиснених ґрунтах вдавлює його в стінки свердловини, істотно їх ущільнюючи.

Механізм розкатника є ряд конічних катків, встановлених на підшипниках кочення один за одним на вал. Осі ковзаник розгорнуті в поперечній і зміщені в подовжній площині щодо осі пристрою таким чином, що при його обертанні катки котяться по гвинтовій лінії і розкатник ввертається в ґрунт, утворюючи щілину. При обертанні і осьовій подачі валу катки обкатуються по своїх вибоєм і формують стінку свердловини, а кожний наступний каток входить в ділянку свердловини, розкатою попереднім катком, і таким чином збільшується її діаметр. При цьому ґрунт витісняється в радіальному напрямку і навколо свердловини утворюється ущільнена зона діаметром, що дорівнює 3-4 діаметрам свердловини. Формування свердловини многокатним розкатуючим

механізмом ідентично ущільненню ґрунту на поверхні групою катків, з яких кожен наступний важче попереднього.

Технологія ф. «Геотехніка». При влаштуванні ґрунтових анкерів фірма «Геотехніка» використовує комплект обладнання «Касагранда».

Технологічний процес включає в себе наступні операції:

1. Проходка свердловини здійснюється обертотним бурінням з промиванням глинистим розчином;

2. Заповнення свердловини через буровий став цементно-бентонітовим розчином (цементний розчин з добавкою бентоніту 1%, В / Ц-0,4, щільність 1,93 г / см) з повним заміщенням бурового розчину (до виходу цементного розчину через гирло);

3. Натяг анкера і блокування на огороженні.

Відмінність даної технології від класичної полягає в розчині, що заповнюється свердловину.

Розрядно-імпульсна технологія ВАТ «РІТА». Однією з найбільш прогресивних технологій влаштування ґрунтових анкерів є розрядно-імпульсна технологія (РІТ). Принципова відмінність анкерів-РІТ від інших типів ґрунтових анкерів полягає в системі опресування ґрунту в корені анкера. У ін'єкційних анкерах опресування виробляють статичним тиском через заздалегідь встановлені разом з анкерної тягою нагнітальні трубки (1; 2 і більше) для збільшення несучої здатності кореня анкера.

У анкері-РІТ опресування проводиться за рахунок здійснення серії електровибуху - електричних розрядів імпульсного струму (РІТ) високої напруги в цементному розчині до установки анкерної тяги. При цьому виникає електрогідравлічний ефект, в результаті якого формується корінь анкера, і одночасно цементується і ущільнюється навколишній ґрунт. Початковий діаметр свердловини 130-300 мм в результаті обробки серією розрядів може бути збільшений, в залежності від енергії, яка подається в свердловину і гідрогеологічних умов майданчика, більш, ніж в 2 рази. Навколишні ґрунти

ущільнюються, пористість в зоні впливу ударного імпульсу знижується. Динамічний вплив, що виникає в процесі формування, за межами зони обробки незначно і в процесі провадження робіт періодично контролюється. Енергія розряду при обробці свердловини легко регулюється, в результаті чого робота із застосуванням електророзрядної технології не має шкідливого впливу на влаштовуються конструкції і поруч розташовані будинки.

Таким чином, після РІТ обробки і установки анкерної тяги про анкер можна забути до моменту його випробування і натягу. Решта технологічних операцій: утворення свердловини, заповнення її цементним розчином, установка анкерної тяги, технологічна перерва для набору міцності цементним розчином, випробування, натяг і установка на блокувальне навантаження при виготовленні ін'єкційних анкерів і анкерів-РІТ практично збігаються. Також анкери-РІТ мають високу несучу здатність за рахунок чого, скорочується їх кількість, а значить і час кріплення котловану.

Таким чином, технології влаштування і конструктивні рішення ґрунтових анкерів різні, але всі вони спрямовані на зниження витрат, скорочення термінів будівництва і підвищення технологічності. У кожній конструкції ґрунтових анкерів є свої особливості, тому не можна сказати, що будь-яка з них краще або гірше інших. Застосування тієї чи іншої технології повинно обумовлюватися техніко-економічним обґрунтуванням, що враховує всі особливості об'єкту, що будується.

У будь-якому випадку при проектуванні ґрунтових анкерів повинні бути забезпечені наступні умови: досягнення достатньої несучої здатності анкерів для сприйняття зусиль, що діють на анкерне спорудження; розташування зони закладення анкера за межами можливої призми обвалення ґрунту при реалізації кулонівської схеми; ретельний захист анкера від впливу корозії; надійний контакт між конструкцією анкера і навколишнім ґрунтом в зоні закладення.

2.4 Висновки за розділом 2

1. Виконано аналіз інженерно-геологічної будови зсувних схилів балок м.Дніпро.
2. В якості об'єкта досліджень прийнятий північний зсувонебезпечний схил балки Євпаторійська (район житлового масиву Сокіл), на якій активізувалися зсувні процеси. Заходом, що протидіє зсуву на схилах балки, є підпорна стіна на природній основі.
3. Багаторічними геодезичними спостереженнями за поведінкою зсувного схилу балки Євпаторійська і станом підпорної стіни встановлено, що стіна повільно ковзає по покрівлі водотривкого горизонту, яка виходить до основи стіни, разом з ґрунтовими масами зсувного схилу. Це вказує на необхідність підсилення підпорної стінки.
4. В якості запобіжного підсилення підпорної стіни і підвищення її стійкості запропоновано використання ґрунтових анкерів.
5. Виконано аналіз існуючих конструкцій ґрунтових анкерів і технологій їх установки, які застосовуються на пострадянському просторі. Показано, що технології влаштування і конструктивні рішення ґрунтових анкерів різні, але всі вони спрямовані на зниження витрат, скорочення термінів будівництва і підвищення технологічності. У кожній конструкції ґрунтових анкерів є свої особливості, тому не можна сказати, що будь-яка з них краще або гірше інших. Застосування тієї чи іншої технології повинно обумовлюватися техніко-економічним обґрунтуванням, що враховує всі особливості об'єкту, що будується. Визначено умови, які покладені в основу при проектуванні ґрунтових анкерів.

3 ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ СПОСОБУ ЗМІЦНЕННЯ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛІВ НА ЧИСЕЛЬНИХ МОДЕЛЯХ

3.1 Вибір і обґрунтування методу чисельного моделювання

Аналітичні методи дозволяють отримувати рішення, що мають досить загальний характер, проводити дослідження впливу різних чинників в широкому діапазоні зміни технічних і гірничо-геологічних умов. За останні роки можливості їх застосування значно розширилися, зокрема, в зв'язку з розвитком сучасних обчислювальних засобів [65].

В інженерній практиці для врахування чинників, які не вдається ввести в розрахункову схему аналітичної задачі, використовують різні коефіцієнти, отримані, як правило, емпіричним шляхом на основі узагальнення натурних спостережень або даних лабораторних випробувань. Однак, використання емпіричних коефіцієнтів, «підправляючих» аналітичне рішення, обмежена тими конкретними умовами, в яких проводилися спостереження або експеримент. Такий підхід загрожує ефектом «накопичення помилок»: проектувальник вибирає значення потрібних йому коефіцієнтів з деякого діапазону (іноді досить широкого), не маючи достатніх підстав для вибору саме цих значень. Чим більше коефіцієнтів потрібно ввести, тим більша ймовірність того, що одержана в результаті величина відхиляється від свого істинного значення і тим більша величина цього відхилення [65].

Більш точний розв'язок задачі можна отримати, якщо розрахункова схема і метод вирішення дозволяє спочатку врахувати цікаві досліднику чинники. Широкі можливості відкривають в цьому плані так звані чисельні методи рішення, запозичені з механіки твердого деформованого тіла. Найбільш ефективні з них - метод скінченних елементів (МСЕ) і метод граничних елементів (МГЕ). Інша назва останнього - метод граничних інтегралів (МДІ). В останні роки активно розвивається метод дискретних елементів (МДЕ). Розвиток і застосування цих методів в практиці інженерних розрахунків стало

можливим з розвитком і доступністю обчислювальної техніки. В останні два десятиліття завдяки їх застосуванню істотно розширився клас завдань, що вирішуються в механіці гірських порід.

Метод кінцевих елементів. Рішення задач механіки твердих деформованих тіл методом кінцевих елементів засноване на застосуванні наближених методів обчислення, методів матричної і лінійної алгебри. Суть методу полягає в наступному.

З нескінченного масиву виділяється деяка область, яка цікавить дослідника. Досліджувана область розбивається на підобласті, а вони, в свою чергу, на плоскі елементи єдиної товщини h , взаємодіючі між собою через дотичні вузлові точки. У межах кожного з елементів масив передбачається однорідним, пружним і ізотропним. Тому властивості середовища в кожній з підобластей описуються постійними характеристиками: E, μ, γ .

Всі види навантажень, що діють на досліджувану область і формують в ній певний напружено-деформований стан, приводяться до статично еквівалентних сил, прикладеним в вузлових точках. Рівномірно розподілене навантаження q , діюча, наприклад, на одну з граней елемента, повинна бути замінена рівновеликими зосередженими вузловими силами F . Об'ємні сили P , викликані, наприклад, власною вагою гірської породи, також наводяться до зосереджених сил, діючими в вузлових точках, і складовим $\frac{1}{3}$ величини зосередженої сили.

На зовнішньому контурі розглянутої області масиву і на контурі виробки задаються поверхневі сили F_n , які в разі відсутності поверхневих навантажень дорівнюють нулю, а переміщення вузлових точок контуру невідомі. За умовою завдання можуть бути задані переміщення вузлових точок, тоді невідомими є вузлові сили. Найчастіше зустрічаються змішані граничні умови: в одному їх напрямків відомо переміщення і необхідно визначити силу, в іншому - відома сила, і необхідно визначити невідоме переміщення. Розрахунок починається з формування основних характеристик елемента, які потім складають єдину

роздільну систему алгебраїчних рівнянь. У методі кінцевих елементів переміщення внутрішніх точок елемента визначається через переміщення його вершин. Зв'язок між переміщеннями вузлів і внутрішніх точок елемента визначається через так звану функцію форми. Вони вибираються таким чином, щоб задовольнити умову нерозривності деформацій точок породного масиву. Матриця пружності пов'язує між собою вектор деформації $\{\varepsilon\}$ і вектор напружень елемента $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{yx}\}$. Елементи її визначаються співвідношенням закону Гука, стосовно (в даному випадку до умов плоскої деформації).

$$D = \frac{E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \begin{bmatrix} 1 - \mu & \mu & 0 \\ \mu & 1 - \mu & 0 \\ 0 & 0 & (1 - 2\mu)/2 \end{bmatrix},$$

де E – модуль пружності, μ – коефіцієнт Пуассона.

Закон Гука в матричній формі має вигляд

$$\{\delta\} = D\{\varepsilon\} = D \times B\{\delta\}_e.$$

Цей вислів безпосередньо пов'язує вектор напружень внутрішніх точок елемента з переміщеннями його вершин-вузлів.

Етап підготовчих робіт при розрахунку на МСЕ завершується формуванням матриці жорсткості всієї системи кінцевих елементів.

Розроблені на даний момент обчислювальні програми, що реалізують МКЕ, в основному передбачають виконання наступних етапів:

1. Вибирається сітка розбивки і, відповідно до цього, досліджувана область представляється у вигляді кінцевої множини найпростіших елементів. Призначення сітки, тобто вибір розмірів елементів, здійснюється з урахуванням неоднорідності будови породного масиву. В районі очікуваних найбільших градієнтів напружень (наприклад, поблизу контуру виробки) доцільно використовувати більш дрібне розбиття, а на ділянках, де очікується плавна зміна напруг - більша.

2. Кожному елементу ставляться у відповідність фізико-механічні характеристики середовища, укладені всередині елемента, координати вузлів, умови навантаження і т.д.

3. Формується матриця жорсткості елемента, матриця жорсткості системи і, відповідно до умов навантаження, узагальнений вектор сил.

4. Вирішуються системи рівнянь, в результаті чого визначаються невідомі переміщення вузлових точок.

5. За знайденим значенням переселення вузлів обчислюються відносні деформації і напруги в центрі кожного елемента.

Слід зазначити, що ніяких обмежень щодо неоднорідності модельованого середовища по деформаційних властивостях не накладається. Користуючись апаратом методу скінченних елементів, можна змоделювати шарувате середовище, тріщинуватість, анізотропію властивостей порід, розривні порушення, явища фільтрації, повзучість ґрунтів та інші нелінійності.

В даний час існує достатня кількість пакетів прикладних програм, що дозволяють реалізувати метод кінцевих елементів. Вони відрізняються авторськими підходами, зручностями користування і завжди включають в себе препроцесор, що служить для підготовки вихідних даних, програму на основі методу скінченних елементів для чисельного вирішення граничних задач механіки і фізики і постпроцесор, використовуваний для візуалізації отриманих результатів.

Метод граничних елементів. Метод граничних елементів заснований на тому, що досить легко отримати аналітичне рішення, яке відповідає точковому додатку зосередженої сили в нескінченно однорідному середовищі. При наявності в тілі декількох зосереджених сил для відшукування рішення можна підсумувати окремі рішення. У нескінченному тілі чисельне рішення будується на основі отриманих попередньо аналітичних рішень для простих завдань таким чином, щоб задовольнити наближено заданим граничним умовам на контурі. Оскільки кожне окреме рішення задовольняє в нескінченній області

визначальним диференціальним рівнянням, у цьому випадку немає необхідності ділити саму нескінченну область на сітку елементів. Кінцева система лінійних рівнянь в цьому випадку значно менша, ніж система, яка виходить при використанні методу скінченних елементів.

В даний час в НТУ "Дніпровська політехніка" активно розвивається наукова школа, напрямком якої є додаток чисельних методів (МСЕ, МГЕ) до різних завдань механіки гірських порід і ґрунтів, в тому числі і для тривимірних областей масиву. Так, наприклад, на кафедрі будівельних геотехнологій і геомеханіки НТУ "ДП" розроблений програмний продукт "Underground", який призначений для вирішення різних, як зовнішніх, так і внутрішніх, завдань механіки твердого тіла.

Однак основний акцент при розробці програмного продукту робився на визначення напружено-деформованого стану гірського масиву в околицях як одиночної, так і системи гірничих виробок, проведених в стійких породах. Залежно від особливостей конкретного завдання програмний продукт "Underground" реалізує метод граничних елементів або у формі розривних зсувів, або у формі фіктивних навантажень, а також прямий метод граничних інтегралів. Програмний продукт "Underground" написаний об'єктно-орієнтованою мовою програмування Delphi 5 з використанням додатків AutoCAD і Microsoft Excel. У зв'язку з цим, він має ряд переваг в порівнянні з програмами, написаними на менш сучасних мовах програмування [66].

Метод дискретних елементів. Метод дискретних елементів розроблений доктором Г. Кундейллом в 1978 році. Він базується на двох фундаментальних законах фізики твердого тіла - другому законі Ньютона і закон пружних деформацій Гука. Областю застосування методу дискретних елементів є: ґрунти, основи і фундаменти; породні масиви, що мають складну структуру; механічні системи з вивільняючими зв'язками; нелінійні динамічні процеси, для яких він найбільш ефективний; хіміко-фізичні процеси (наприклад, рух

колоїдної рідини); процеси збагачення корисних копалин методом флотації в важких середовищах і багато іншого.

Суть методу дискретних елементів стосовно до моделювання складних структурних масивів порід і ґрунтів складається в наступному. Реальний масив в моделі замінюється дискретними елементами, які, в принципі, можуть мати будь-яку форму, але краще, якщо вона буде близька до контурів елементів структури масиву.

Елементи навантажені гравітаційними силами і виявляють при взаємодії один з одним пружні і в'язкі властивості. Фізико-механічні властивості дискретних елементів задаються таким чином, щоб їх поведінка в загальній масі була адекватна поведінці вихідного середовища. Для кожного елемента відомі маса, швидкість, прискорення і координати центру ваги. Крім того, кожному елементу окремо прикладається сила, як рівнодіюча сил тяжіння, пружна реакція, в'язкого і кулонова тертя, що відображають поточний механічний стан масиву в даний момент часу.

Рух кожного елемента описується рівнянням Лагранжа другого роду. З усіх чисельних методів, що застосовуються для вирішення поставленого завдання, найбільш ефективний модифікований метод Ейлера. Результатом розрахунків на основі методу дискретних елементів є отримання загальної картини напружено-деформованого стану розглянутого блочно-шаруватого середовища (наприклад, породного масиву), з визначенням величин головних напружень, осідань (зсувів) і деформацій, викликаних утвореннями в суцільному середовищі порожнини заданих розмірів.

Відмінною особливістю даного методу, по відношенню до викладеного вище методу скінченних елементів і методу граничних елементів, які можна застосувати тільки в разі моделювання суцільних середовищ, є можливість опису нелінійних динамічних процесів, що виникають в деформованому породному масиві. Математичне моделювання таких процесів, що відбуваються з розривом суцільності матеріалу, можливе тільки на основі механіки

дискретного середовища. Це досягається шляхом зміни параметрів модельованої системи від кроку до кроку (способом ітерації). Виходячи з цього, в алгоритмі передбачається можливість спочатку пов'язувати окремі елементи в блоки, завдяки чому кілька елементів можуть працювати як єдине ціле - з заданими межами міцності на розрив, зсув і вигин. В цьому випадку, попутно з обчисленням діючих сил виконується перевірка умов міцності блоку на кожному кроці. При невиконанні хоча б одного, зв'язки, що утримують елементи в блоці, руйнуються, відбувається його фрагментація, а елементи продовжують взаємодіяти як незалежні частки (або взагалі залишають область контакту). Крім цього в алгоритмі рішення задачі є можливість задання породам властивості злипання, коли окремі незв'язані елементи, зблизилися на відстані, меншої від заданої критичної величини. До недоліків даного методу можна віднести досить високі вимоги до технічної бази для його реалізації. Для обробки великих масивів даних і вирішення реальних завдань необхідні достатньо висока швидкодія комп'ютера і великий обсяг оперативної пам'яті.

В даний момент для вирішення інженерних задач в області механіки ґрунтів найбільш популярним і затребуваним є метод кінцевих елементів, який і був використаний в подальших дослідженнях.

В даний час для геомеханічної оцінки природних і техногенних масивів широко застосовуються різноманітні спеціалізовані програми, що базуються на використанні чисельних методів рішення, запозичених з механіки твердого тіла, що деформується, наприклад, метод скінченних елементів (МСЕ) і метод граничних елементів (МГЕ). Найбільш ефективними інженерними програмними продуктами є Plaxis, SCad Structure Slope, FLAC, Phase2 і ін.

Програма Plaxis v9 використовується для розрахунків напружено-деформованого стану системи «основа-фундамент-споруда» методом кінцевих елементів в умовах плоскої вісесиметричної задачі і орієнтована на вирішення складних геотехнічних задач, що виникають на етапах будівництва, експлуатації та реконструкції споруд.

Програма "SCad Structure Slope" V1.1.0.86 компанії SCAD Soft призначена для розрахунку стійкості укосів. Як механізм втрати стійкості приймається механізм ковзання зсувного масиву відносно нерухомої частини укосу і в результаті розраховується коефіцієнт запасу стійкості масиву. При цьому, поверхня ковзання виглядає тривимірною. В основі алгоритму розрахунку, реалізованого в програмі, лежить методика, запропонована в роботі [67].

Програмний комплекс FLAC 4.0 і FLAC / Slope компанії Itasca базується на методі кінцевих різниць і дозволяє аналізувати кілька поверхонь ковзання, використовуючи модифіковану методику СПС, і виконувати комплексну оцінку стійкості укосу [68, 69].

У даній роботі для чисельного моделювання стійкості зсувонебезпечних схилів обрана інженерна програма кінцево-елементного аналізу Phase2 компанії Rocscience Inc. (www.rocscience.com) - потужний сучасний програмний продукт, призначений для виконання оцінки стійкості гірничих виробок і техногенних масивів при відкритій і підземній розробці корисних копалин. Phase2 дозволяє моделювати геомеханічні і гідрогеологічні процеси, що відбуваються в масиві гірських порід і визначати коефіцієнт запасу стійкості укосів [70]. Верифікація даного програмного продукту шляхом зіставлення результатів моделювання з основними закономірностями напружено-деформованого стану масиву гірських порід і принципами геомеханіки, а також з емпіричними даними по зсувним процесам в цивільному будівництві [71] дає достовірні і точні результати.

Програма дозволяє виконувати аналіз стійкості схилів методом кінцевих елементів, аналізуючи процес зниження межі міцності на зрушення (Shear Strength Reduction Method) в породному масиві [107]. Функція зниження міцності на зрушення (Shear Strength Reduction) в Phase2 дозволяє автоматично виконувати кінцево-елементний аналіз і обчислювати критичний коефіцієнт зниження міцності КЗП (SRF, Strength Reduction Factor) для обраної моделі, який за своїм змістом є еквівалентним коефіцієнтом запасу стійкості схилу.

3.2 Аналіз сучасних теорій міцності стосовно оцінки стійкості укосів зсувонебезпечних схилів

Для опису геомеханічних процесів в масиві, складаючих схили і укоси, схильних до зсувів, використовують різні критерії міцності. За способом отримання критерії міцності можна розділити на дві великі групи: аналітичні та емпіричні. Відомі аналітичні критерії міцності - Тріска-Сен-Венана, Ю.І. Ягна, П.П. Баландіна, І.М. Миролюбова, Л.Я. Парчевського і А.Н. Шашенко. До найбільш популярним емпіричним відносяться критерії О. Мора, З.Т. Бенявського, Хоека-Брауна і деякі інші. Емпіричні критерії міцності отримують на основі обробки результатів лабораторних випробувань гірських порід у складних напружених станах і натурних вимірювань при дотриманні основних базових положень механіки руйнування [65], аналітичні - з використанням деякої загальної залежності [72].

В даний час існує велика кількість теорій міцності, однак всі вони не універсальні: добре описуючи процес руйнування одних твердих тіл, вони непридатні для інших, що відрізняються за структурою. Для оцінки стану укосів і схилів з м'якими покриваючими породами використовують кілька критеріїв міцності, які розглянуті нижче.

Теорія міцності П.П. Баландіна [72, 73] в якості критерію міцності використовує результати випробувань матеріалу при граничних одноосьовому розтягуванні і одноосьовому стисканні. При цьому, формула еквівалентності, яка веде складний напружений стан до простого одноосьовому, виглядає так:

$$\sigma_{\text{екв}} = \frac{(1-\psi)(\sigma_1 + 2\sigma_3) - \sqrt{(1-\psi)^2(\sigma_1 + 2\sigma_3)^2 + 4\psi(\sigma_1 - \sigma_3)^2}}{2\psi} \leq R_c, \quad (3,1)$$

де $\sigma_{\text{екв}}$ - напруга, еквівалентна одноосьовому напруженому стану, $\psi = R_p/R_c$.

Аналітичний вираз теорії міцності Л.Я. Парчевського-О.Н. Шашенко [65], отриманий з тих же передумов, що і теорія міцності П.П. Баландіна виглядає так:

$$\sigma_{\text{екв}} = \frac{(\psi - 1)(\sigma_1 + \sigma_3) + \sqrt{(1 - \psi)^2(\sigma_1 + \sigma_3)^2 + 4\psi(\sigma_1 - \sigma_3)^2}}{2\psi} \leq R_c. \quad (3.2)$$

Критерій Кулона-Мора. При аналітичних дослідженнях параметрів пружно-пластичного стану гірських порід найчастіше використовується критерій міцності Мора [74]. Міцнісні характеристики, що входять в умову міцності, засновану на прямолінійній огинаючій граничних кіл головних напружень, є кут внутрішнього тертя ρ і зчеплення C , або межі міцності на одновісне стиснення R_c і розтягнення R_p .

Лінійне співвідношення Кулона-Мора має вигляд:

$$\tau = C + \sigma_n \operatorname{tg} \rho. \quad (3.3)$$

де: τ – напруження зсуву, σ_n – нормальна напруга. Критерій Кулона-Мора також може бути виражений в основних напруженнях як:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{2C \cos \varphi}{\sigma_3 (1 - \sin \varphi)} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (3.4)$$

Одна з причин, з якої критерій Кулона-Мора часто використовується в гірничій механіці - та, що він може бути описаний простим математичним виразом, легким для розуміння і простим у використанні.

Критерій Друкера-Прагера. Цей критерій спочатку був запропонований для опису пластичних деформацій в ґрунтах і м'яких породах, а пізніше для оцінки міцності порід, бетонів, полімерів та інших матеріалів.

Критерій пластичної течії Друкера-Прагера [75] має вигляд:

$$\sqrt{J_2} = A + BI_1, \quad (3.5)$$

де I_1 – перша постійна напруження Коші, J_2 – друга постійна девіаторної частини напруження Коші, A і B – визначаються по експериментальним даним.

У переводі на головні напруження, критерій виражається як:

$$\sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = A + B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3). \quad (3.6)$$

Оскільки поверхня текучості Друкера-Прагера багато в чому збігається з аналогічною поверхнею деформації в критерії Кулона-Мора, даний критерій може виражатися через зчеплення C і кут внутрішнього тертя φ :

$$A = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}; \quad B = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}. \quad (3.7)$$

Критерій Хоека-Брауна. У цьому критерії спочатку враховуються фізико-механічні властивості інтактного, тобто неушкодженого породного масиву, який в процесі моделювання поетапно піддається зовнішнім навантаженням як природного (гравітація), так і техногенного походження (гірничі роботи). У загальному вигляді критерій Хоека-Брауна виражається формулою:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a, \quad (3.8)$$

де σ_1 і σ_3 – максимальні і мінімальні напруження у масиві, m_b – константа Хоека-Брауна для породного масиву, s і a постійні величини, що враховують генезис і стан (якість) породного масиву, σ_{ci} – межа міцності на одноосьове стиснення масиву порід в інтактному стані [74].

Для породного масиву в інтактному стані критерій Хоека-Брауна зводиться до наступного виразу:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}. \quad (3.9)$$

У цьому випадку константа m_i , на відміну від константи m_b , враховує тільки генезис і текстуру гірничих порід ($4 \leq m_i \leq 33$). Більша величина m_i відповідає крихким породам, чим вона менша, тим пластичніша порода, а при $m_i = 0$ має місце ідеальна пластичність.

Нормальні і зрушуючі напруження відносяться до головних напружень відповідно до рівнянь, опублікованими Г. Балмером [76]:

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{d\sigma_1'/d\sigma_3' - 1}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1}, \quad (3.10)$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \frac{\sqrt{d\sigma_1'/d\sigma_3'}}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1}, \quad (3.11)$$

где

$$d\sigma_1'/d\sigma_3' = 1 + am_b \left(m_b \sigma_3' / \sigma_{ci} + s \right)^{a-1}. \quad (3.12)$$

У критерії враховані характеристика гірського масиву в залежності від ступеня зчеплення і зв'язності шматків породи, як для однорідного, так і для гетерогенного масиву [77, 78], що виражається у рівняннях:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right); \quad (3.13)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right); \quad (3.14)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right), \quad (3.15)$$

де *GSI* (*Geological Strength Index*) - коефіцієнт геологічної міцності, що враховує геологічні особливості породного масиву, зокрема його структуру і наявність тріщин ($5 \leq GSI \leq 100$); *D* - параметр, що залежить від ступеня порушення масиву внаслідок вибухових робіт і ефекту релаксації напружень, варіює від 0 (для інтактного) до 1 (для сильно порушеного) породного масиву. У роботі [79] приведена повна класифікація масиву гірських порід в залежності від ступеня зчеплення і зв'язності, а також таблиці коефіцієнтів геологічної міцності для гетерогенних масивів [70].

Порівняння критеріїв міцності. З метою дати якісну оцінку розглянутим теоріям міцності в межах однієї безрозмірної системи координат ($X = \frac{\sigma_3}{R_c}; Y = \frac{\sigma_1}{R_c}$) були побудовані нелінійні паспорти міцності для різних порід з урахуванням їх структурних характеристик (рис. 3.1).

В якості базової використовувалася усереднююча крива, побудована в межах цієї ж системи координат по експериментальним точкам, отриманим А.Н. Ставрогіна [81] в результаті численних випробувань гірських порід різного генезису. Критерії міцності оцінювалися за ступенем відхилення описаних ними паспортів міцності від експериментальної кривої. Крива, що відповідає тому чи іншому пропонованому критерію міцності, повинна знаходитися якомога ближче до результуючої кривої.

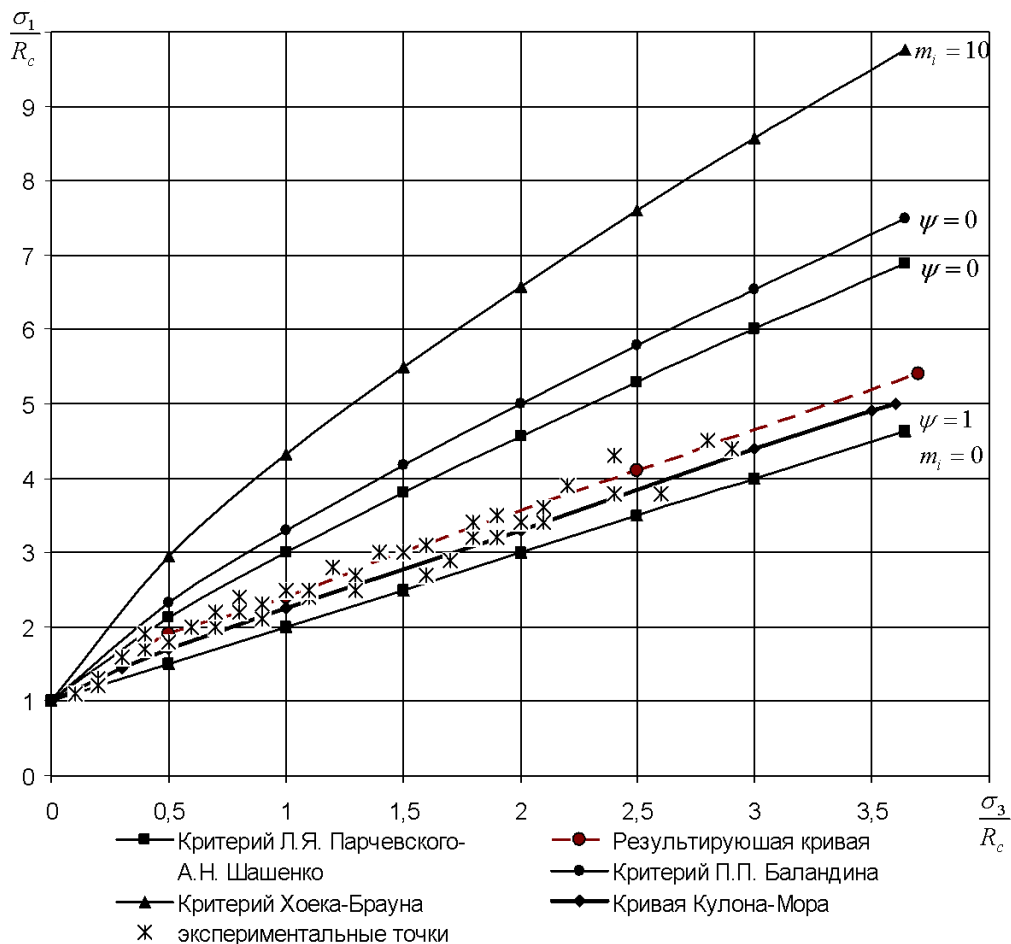


Рисунок 3.1 – Порівняння аналітичних критеріїв міцності з експериментальними даними випробувань гірських порід [80]

За результатами випробувань зразків гірських порід (суглинки жовто-бурі, палеві, червоно-бурі; глини червоно-бурі і сіро-зелені), відібраних на території кар'єру №7 «Север» і №7 «Юг» Вільногірського ГМК були отримані експериментальні точки, що відповідають певним значенням напруженого стану в безрозмірних координатах. Як видно з рис. 3.1, результуюча крива експериментальних зразків найближче знаходиться до кривої, що відповідає критерію Кулона-Мора. Згідно з отриманими експериментальними даними доцільно використовувати цей критерій міцності для чисельного моделювання стійкості укосів і бортів кар'єрів, складених м'якими породами [80, 82].

3.3 Обґрунтування розрахункової схеми і методики моделювання

До завдань чисельного моделювання входили:

- перевірка чисельної моделі шляхом прорахунку задачі про напружено-деформований стан схилу, підкріпленого підпорною стінкою;
- оцінка напружено-деформованого стану схилу з підпорною стіною, але посиленою ґрунтовими анкерами, кількість, місце установки і параметри яких варіювалися;
- порівняння отриманих результатів та вибір раціональних параметрів ґрунтових анкерів.

Таким чином, завдання вирішувались в два етапи: перший етап - існуючий стан; другий етап - ситуації посилення анкерами.

При вирішенні завдань першого етапу виконувалося дві стадії.

Перша стадія полягала в оцінці становища вірогідної лінії ковзання схилу. Розглядалася криволінійна поверхня ковзання.

Друга стадія - це, власне, і був розрахунок напружено-деформованого стану схилу, небезпечного по зсувам і підкріпленого опорною стіною.

Рішення задач другого етапу виконувалося в одну стадію і полягало в оцінці напружено-деформованого стану схилу, посиленого комбінованою системою з підпорної стіни і ґрунтових анкерів.

У всіх випадках розглядалася плоска задача. Модель представляла собою напівплощину, розбиту на шари відповідно до геологічних даних по структурі порід в балці Євпаторійська. Максимальна довжина ділянки схилу у моделі (біля її основи) – 174 м; висота на початку схилу – 72 м, а в районі підпорної стіни – 31 м. Загальний вид моделей без ґрунтових анкерів і з трьома анкерами показані на рис. 3.2 і 3.3 відповідно.

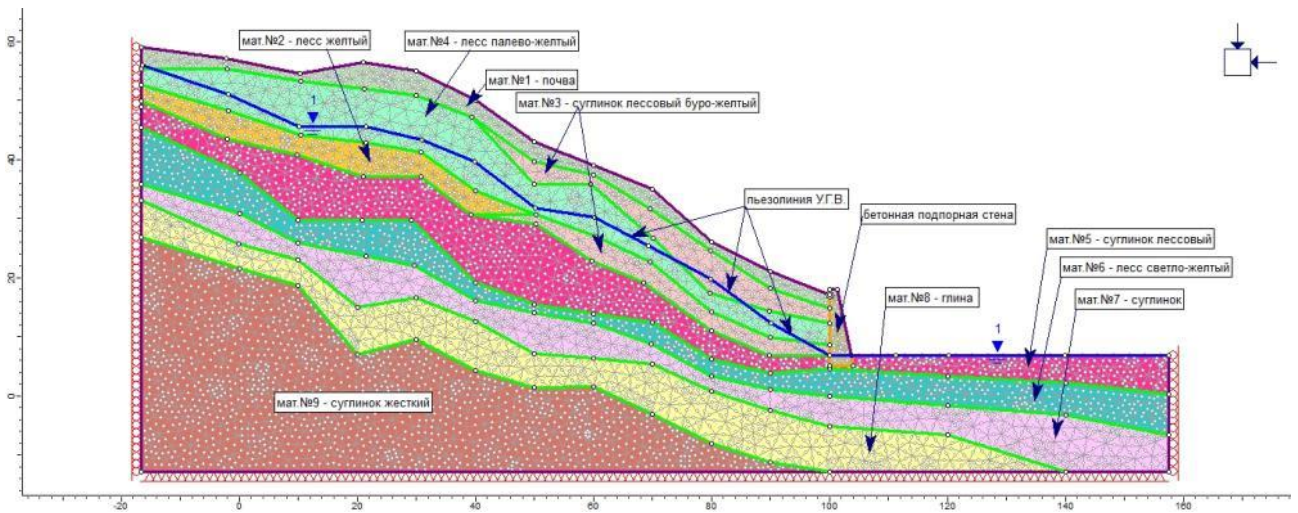


Рисунок 3.2 – Загальний вид моделі без анкерів (дійсне положення)

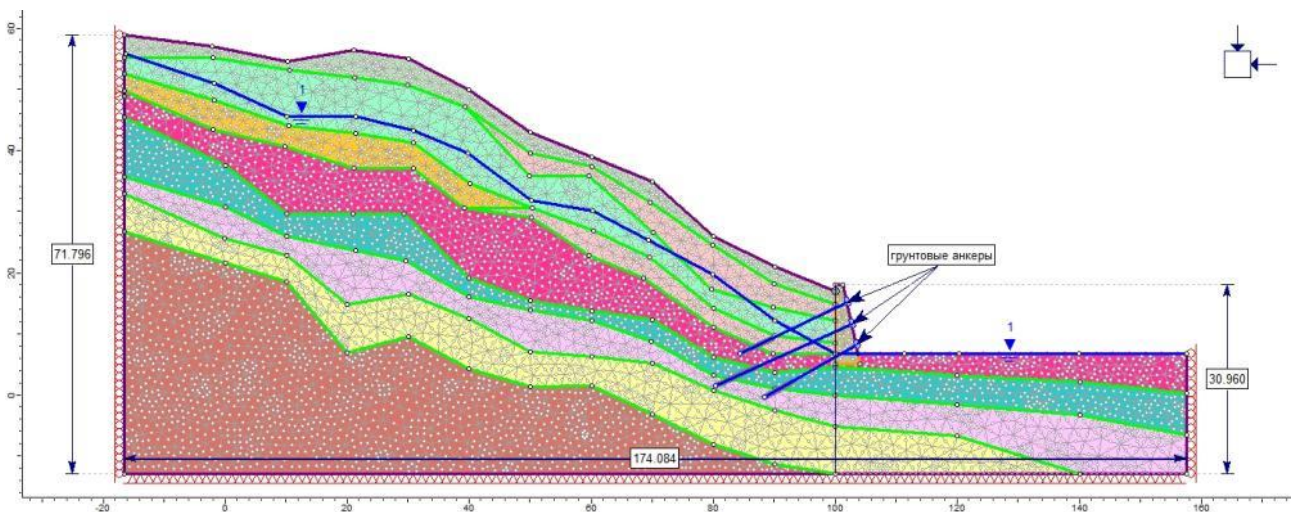


Рисунок 3.3 – Загальний вид моделі при встановленні додатково трьох ґрунтових анкерів (із зазначенням розмірів моделі)

Граничними умовами являлись (см. рис. 3.2 и 3.3):

а) по нижній межі моделі - повна заборона переміщень (як по осі ОХ, так і по осі ОУ);

б) по верхній межі – вільна поверхність без додаткових пригрузів;

в) бокові межі моделі – заборона на переміщення по осі ОХ, тобто межі моделі можуть ковзати у вертикальну площину;

г) навантаження моделі здійснювалося через поле гравітаційних напружень, тобто за рахунок власної ваги ґрунту при рівні землі, що проходить по верхній межі моделі;

д) рівень ґрунтових вод задавався п'єзометричною лінією, положення якої відповідало наявним геологічним даним про оцінки покрівлі водоносного горизонту щодо поверхні в точці вимірювань.

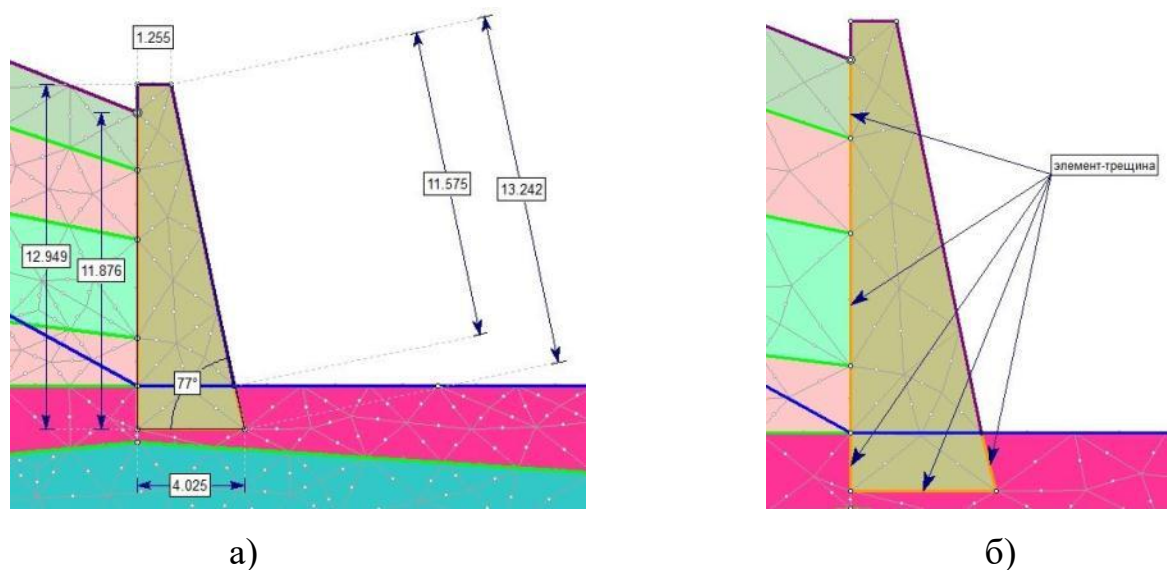
Фізико-механічні властивості ґрунтових шарів моделі представлені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Фізико-механічні властивості ґрунтів, прийнятих в моделі

№ п.п.	Найменування шару	Об'ємна вага, γ , МН/м ³	Зчеплення, С, МПа	Кут внутрішнього тертя, φ , град.	Межа міцності, МПа	
					на стиснення	на розтягнення
1	Ґрунтово-рослинний шар (суглинок темно-сірий)	0,0193	0,034	23	0,065	0,058
2	Лес жовтий макропористий твердої консистенції	0,0192	0,0118	20	0,027	0,016
3	Суглинок лесовий буро-жовтий макропористий жорсткої консистенції	0,0196	0,0275	21	0,051	0,024

4	Лес палево-жовтий	0,0187	0,009	19	0,025	0,013
5	Суглинок лесовий	0,0194	0,010	21	0,049	0,023
6	Лес світло-жовтий	0,0168	0,0110	14	0,028	0,017
7	Суглинок	0,0189	0,0290	14	0,074	0,045
8	Глина	0,0190	0,0730	11	0,176	0,121
9	Суглинок жорсткий	0,0220	0,0975	31	0,345	0,110

Підпорна стіна приймалася в моделі бетонною. Контур стіни відокремлювався від ґрунтового масиву введенням кінцевого елемента, що моделює тріщину, що дозволяло стіні і ґрунтовому масиву деформуватися незалежно. На рис. 3.4 представлена збільшено частина моделі з підпорною стіною.



а)

б)

Рисунок 3.4 – Підпорна стіна в моделі:

а) розміри; б) положення елемента-тріщини

Фізико-механічні властивості матеріалу стінки: матеріал ізотропний; модуль Юнга $E=5 \cdot 10^4$ кПа; коефіцієнт Пуассона 0,3; кут внутрішнього тертя 35 градусів; счеплення 10,5 кПа.

Ґрунтові анкери моделювалися спеціальним елементом «BOLT» з бібліотеки програми Phase2. Моделювався так званий Tieback-анкер, який являє собою стрижень у вигляді гнучкого каната (в нашому випадку), який в замковій частині фіксується скріплюючим розчином на задану довжину робочого стержня (тяги). При цьому решта свердловини не заповнюється розчином, в ній тяга знаходиться у вільному стані. Tieback-анкер зазвичай є переднапруженим.

Параметри анкера приумалися наступними:

- діаметр тяги (робочого стержня) – 40 мм;
- довжина закладення (% від довжини анкера) – 30;
- модуль Юнга – $2,1 \cdot 10^7$ кПа;
- коефіцієнт Пуассона – 0,3;
- об'ємна вага сталі анкера – $7,85$ т/м³;
- зусилля натягу каната (тяги) – 60 т;
- довжина – від 17 м до 24 м (в залежності від місця встановлення);
- опорна пластина в оголовці присутня;
- кінець анкера занурюється у водоупорний шар а довжину не менше, ніж на 2,5 м.

Положення анкерів варіювалося від завдання до завдання, їх положення при кількості три штуки представлено на рис. 3.5. Всього з анкерами виконаний розрахунок чотирьох положень: один анкер у верхній частині стіни; один анкер в нижній частині стіни; два анкери (у верхній і нижній частинах стіни); три анкери (див. рис. 3.5). Положення верхнього і нижнього анкерів протягом усіх завдань залишалося постійним.

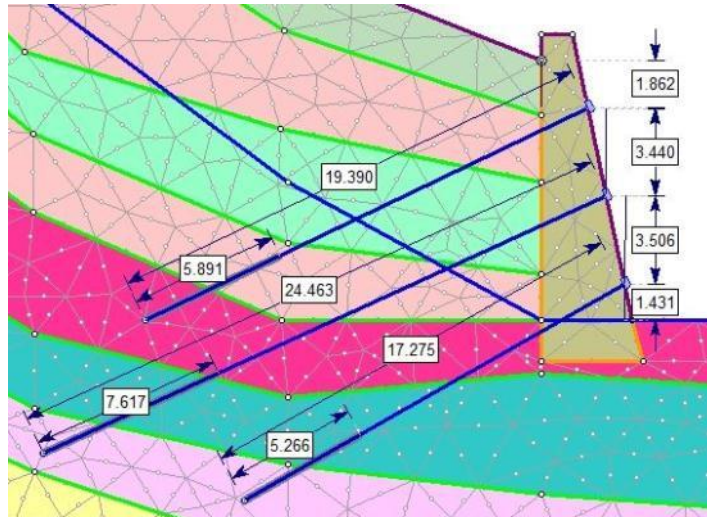


Рисунок 3.5 – Положення анкерів в задачі при кількості анкерів – 3 шт.

Дискретизація і розбиття моделі на сітку здійснювалося вбудованими засобами програми Phase2. У розрахунках використовувалися 6-ти вузлові трикутні ізопараметричні кінцеві елементи. Всього в завданні використано 3812 кінцевих елементів, що стало причиною появи 15259 рівнянь в алгоритмі кінцевих елементів. Середовище вважалося пластичним, критерій міцності – добре апробований критерій Кулона-Мора.

Завдання першого етапу вирішувалися в наступній послідовності. Готувалася модель до розрахунку. Після побудови геометрії, завдання властивостей матеріалів, рівня ґрунтових вод, граничних умов і параметрів розрахунок і навантаження виконувався розрахунок з метою визначення криволінійної лінії ковзання, що становило першу стадію. Після завершення розрахунку і перегляду результатів модель імпортувалася в інший вирішувач і проводився аналіз напружено-деформованого стану досліджуваного схилу з визначенням компонентів напружень, деформацій, переміщень і інших компонентів.

3.4 Узагальнення і аналіз результатів чисельного моделювання

Задачі першого етапу (без анкерів). В результаті рішення задачі про визначення критичної лінії ковзання зсувного схилу встановлено положення

такої критичної криволінійної лінії ковзання в товщі схилу. Як видно з рис. 3.6, на якому представлена ця лінія, основа підпорної стіни потрапляє в область зміщуючих ґрунтових мас, тобто лежить вище лінії ковзання. Таким чином, слід очікувати зміщення стіни разом зі сповзаючими породами. Ці висновки підтверджують результати спостережень за зміщеннями зсувних слонів і переміщеннями підпорної стіни, виконані в натурних умовах.

Результати оцінки напружено-деформованого стану схилу з підпорною стіною (рис. 3.7) показують, що існує небезпека розвитку значних зрушень схилу разом з опорною стінкою. Як видно на малюнку, що зміщуються ґрунтові маси тиснуть на стіну, що призводить до зміщення стінки згідно з напрямком сповзання схилу, видавлювання ґрунту біля основи стінки і деяким підворотом верхньої частини стінки в сторону сповзаючих мас, про що свідчить зміна знаку величин вертикальних зсувів, виміряних вздовж зовнішньої похилої поверхні підпорної стінки (рис. 3.8). Цей ефект (підворот), що спостерігається в чисельній моделі, виникає, ймовірно, через застосування плоскої розрахункової схеми. При об'ємному моделюванні підвороту не виникне в силу досить високої поздовжньої жорсткості конструкції стінки, але зміщення і видавлювання ґрунту з-під основи стінки залишаться.

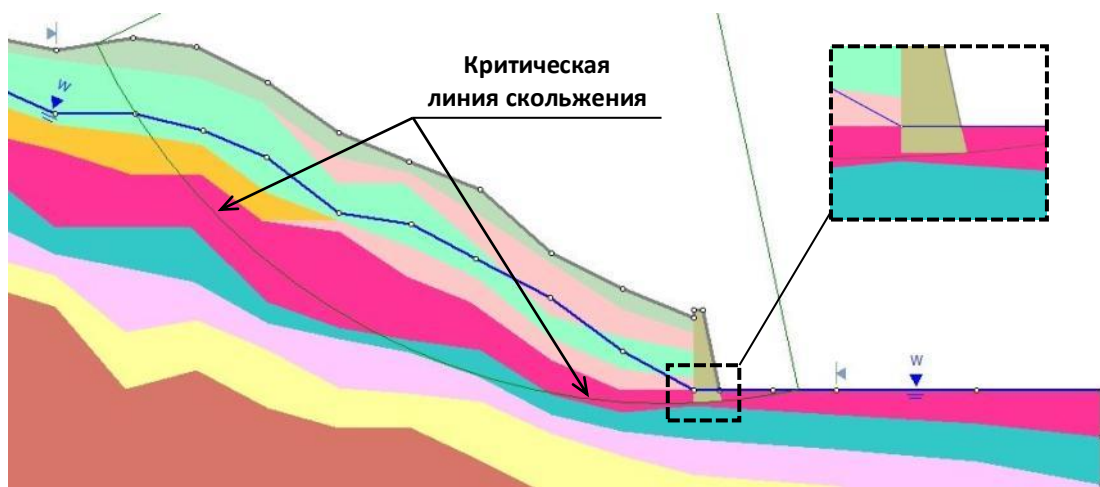


Рисунок 3.6 – Положення криволінійної лінії ковзання у досліджуваному схилі

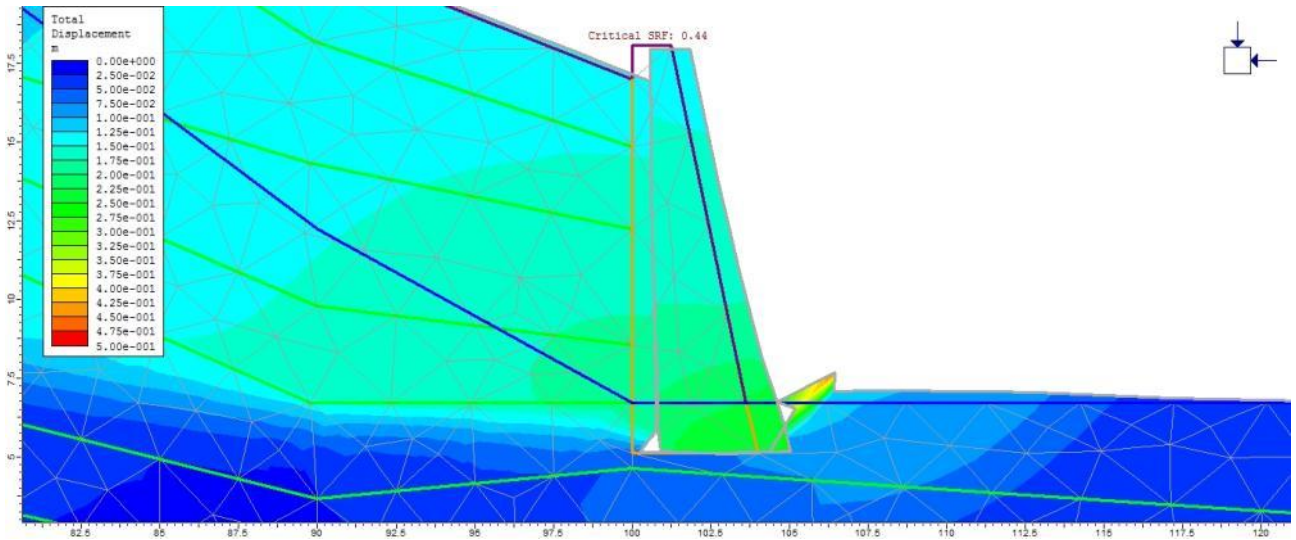


Рисунок 3.7 – Повні переміщення ділянки схилу в районі підпорної стінки (деформований вид моделі)

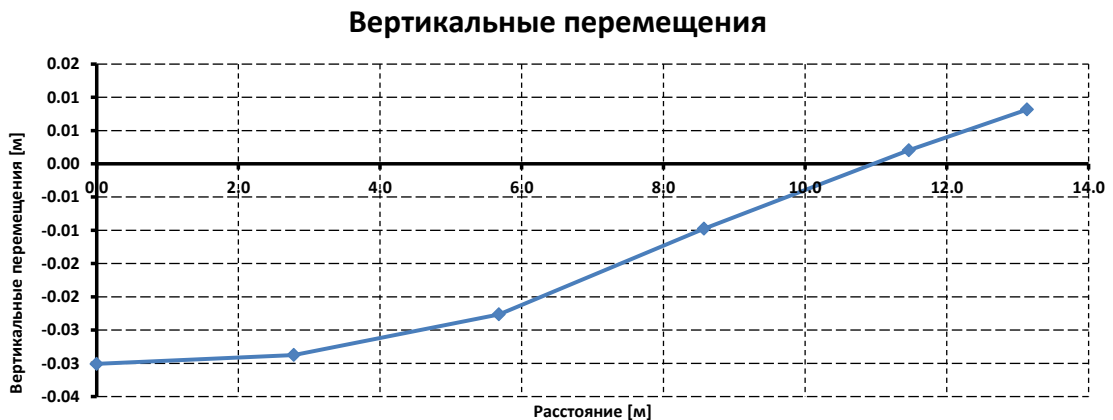


Рисунок 3.7 – Вертикальні переміщення точок на похилій межі стінки

Залежності загальних переміщень і величини зсувних напружень по поверхні стінки, що стикається зі схилом представлені на рис. 3.8. На рис. 3.9 представлена залежність розподілу зсувних напружень по підшві (нижньої поверхні) опорної стінки.

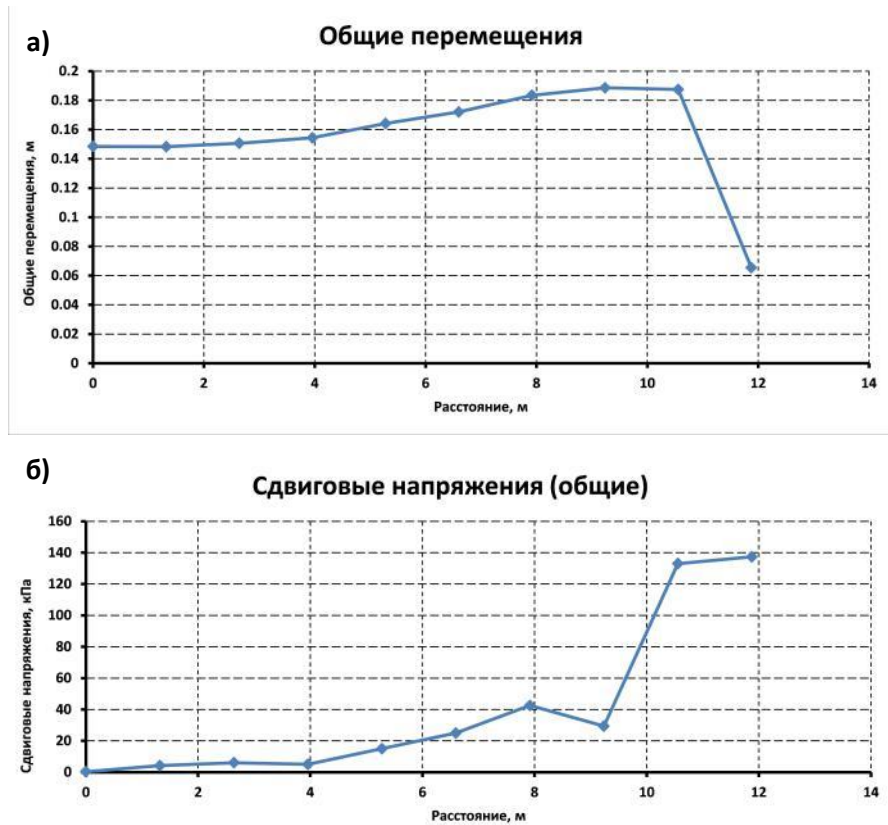


Рисунок 3.8 – Загальні переміщення (а) і зсувні напруження (б) на поверхні підпорної стінки, зверненої до схилу (позиція «0» відповідає верхній точці контакту ґрунту і стінки)

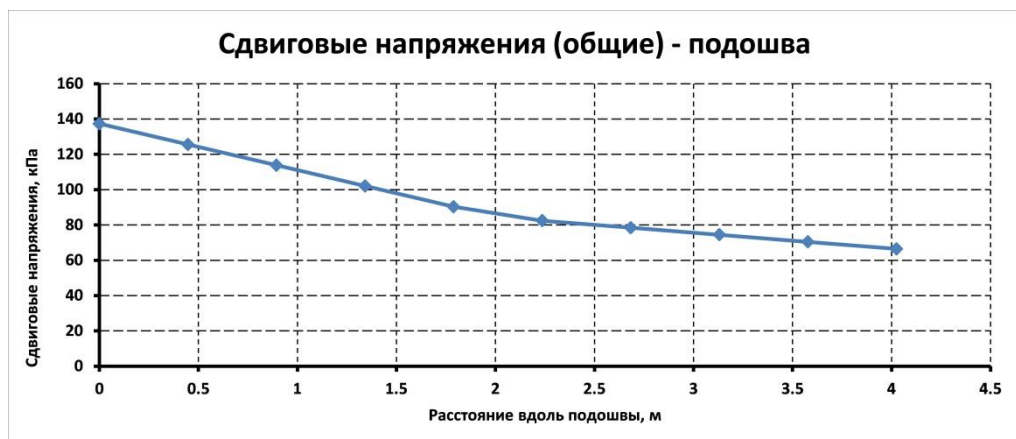


Рисунок 3.9 – Розподіл зсувних напружень по підшві підпорної стінки (позиція «0» відповідає вертикальній прямолінійній частині стінки)

Аналіз наведених графіків показує, що зміщується в більшій мірі нижня частина стінки. Ефект підвороту також відстежується і на рис. 3.9 - напруження падають в напрямку від контакту зі схилом до похилої частини стінки, що

вказує на те, що прямолінійна вертикальна частина стінки як би вдавлюється в основу, тоді як інший кінець подошви, навпаки, притиснутий до основи в меншій мірі.

Таким чином, чисельне моделювання задач першого етапу показує, що підпорна стінка зміщується разом з зсувними масами, причому зсув її має нерівномірні по висоті стінки характер - верхня частина стінки зазнає підворот в бік схилу, що призводить до втискування стінки в основу біля схилу і підняття її разом з видавлюванням ґрунту з боку тальвега балки (відкритої поверхні). Отже, підсилюючі елементи повинні забезпечити не тільки запобігання зсувів стінки, а й запобігти її проворот, а отже, виникнення згинальних моментів в тілі стіни, що можуть призвести до її руйнування.

Задачі другого етапу (варіювання числа анкерів). Положення анкерів в моделях другого етапу встановлювалося, виходячи з результатів першого етапу розрахунків. Всього було виконано рішення шести варіантів розташування анкерів на об'єкті досліджень (рис. 3.10):

- варіант А - один анкер біля основи підпорної стіни;
- варіант Б - один анкер в верхній частині підпорної стіни;
- варіант В - два анкери (у верхній і нижній частині підпорної стіни);
- варіант Г - два анкери (у верхній і середній частині підпорної стіни);
- варіант Д - два анкери (в нижній і середній частині підпорної стіни);
- варіант Е - три анкера.

Довжина і кут нахилу анкерів змінювалися в залежності тільки від їх положення на підпорній стінці, залишалися незмінними незалежно від варіанту і становили величини, зазначені на рис. 3.5.

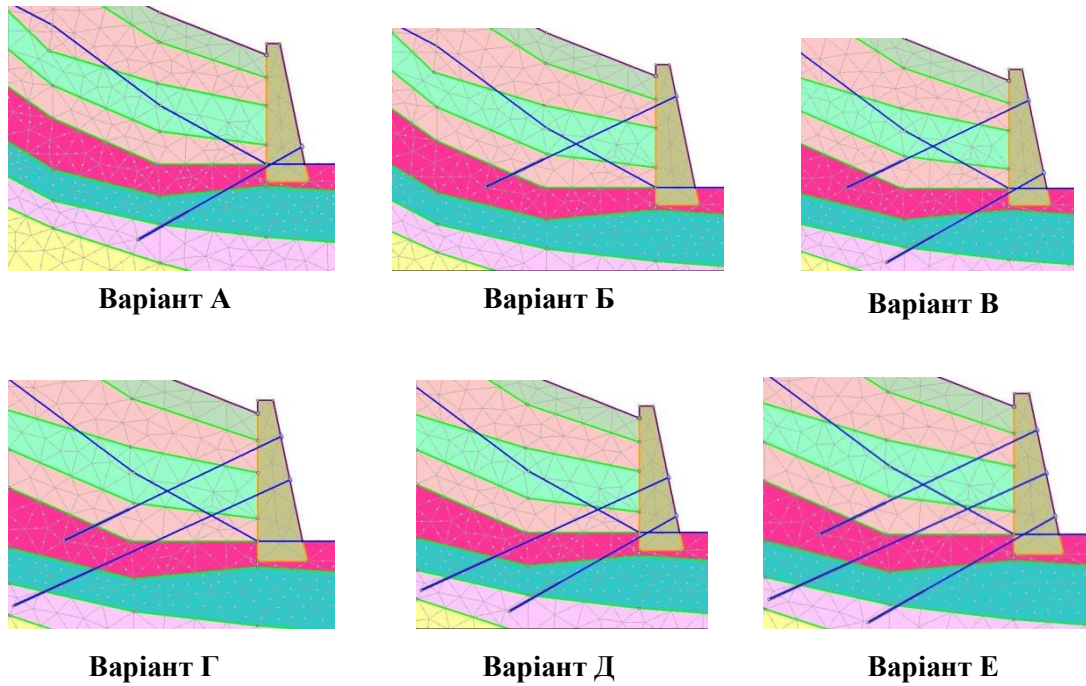


Рисунок 3.10 – Варіанти розташування ґрунтових анкерів на моделях

В результаті виконання розрахунків аналізувалися наступні параметри:

- загальні переміщення по висоті стінки, прилеглої до схилу (пряма стінка);
- загальні переміщення по висоті стінки, протилежної до схилу (похила стінка);
- загальні зсувні напруження уздовж прямої стінки;
- коефіцієнт запасу міцності вздовж прямої стінки;
- стан анкерних стержнів.

Результати виконаних розрахунків представлені нижче, на рис. 3.11-3.16. У всіх графіках початок координат відповідає верхній частині підпорної стіни.

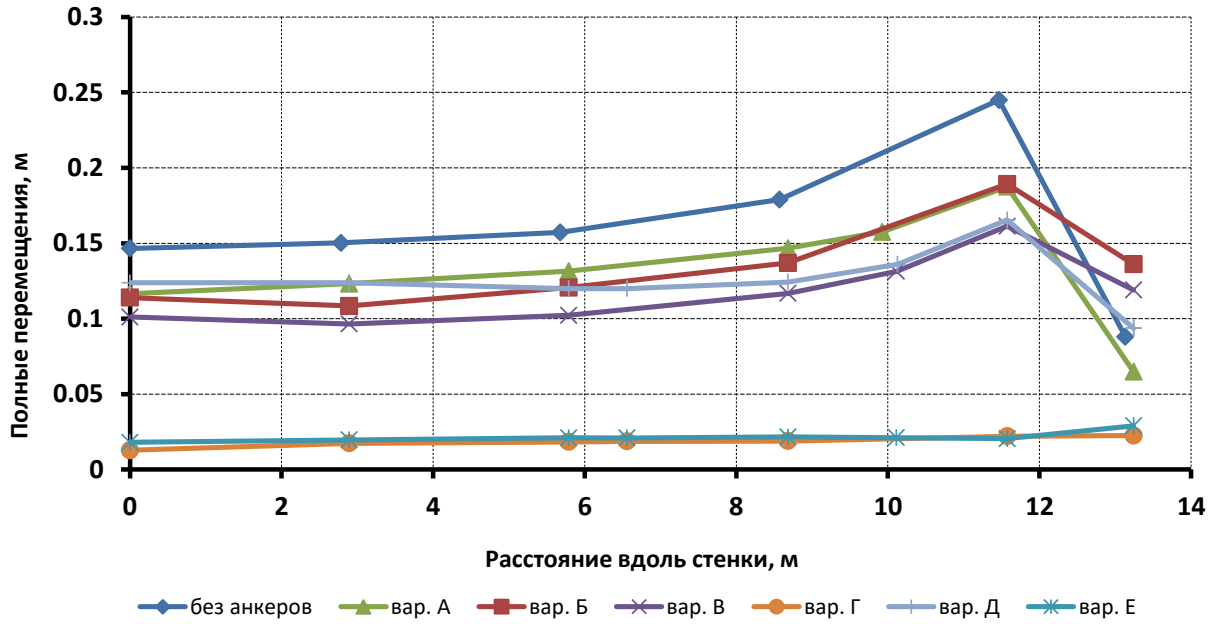


Рисунок 3.11 – Повні переміщення в точках вздовж похилої стінки

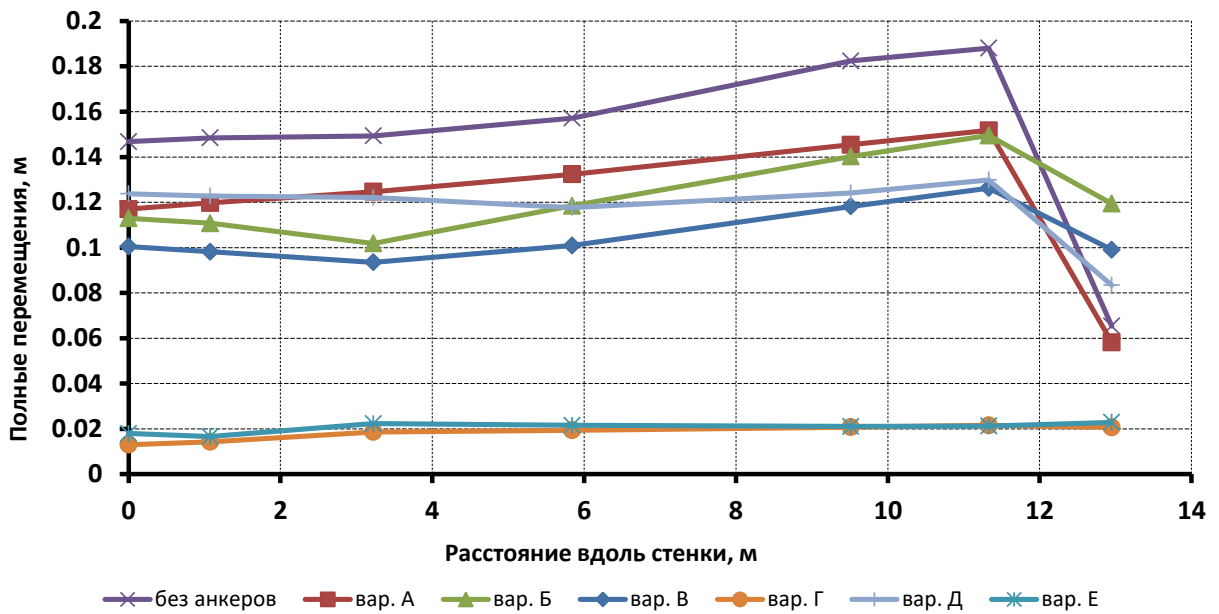


Рисунок 3.12 – Повні переміщення в точках вздовж прямої стінки

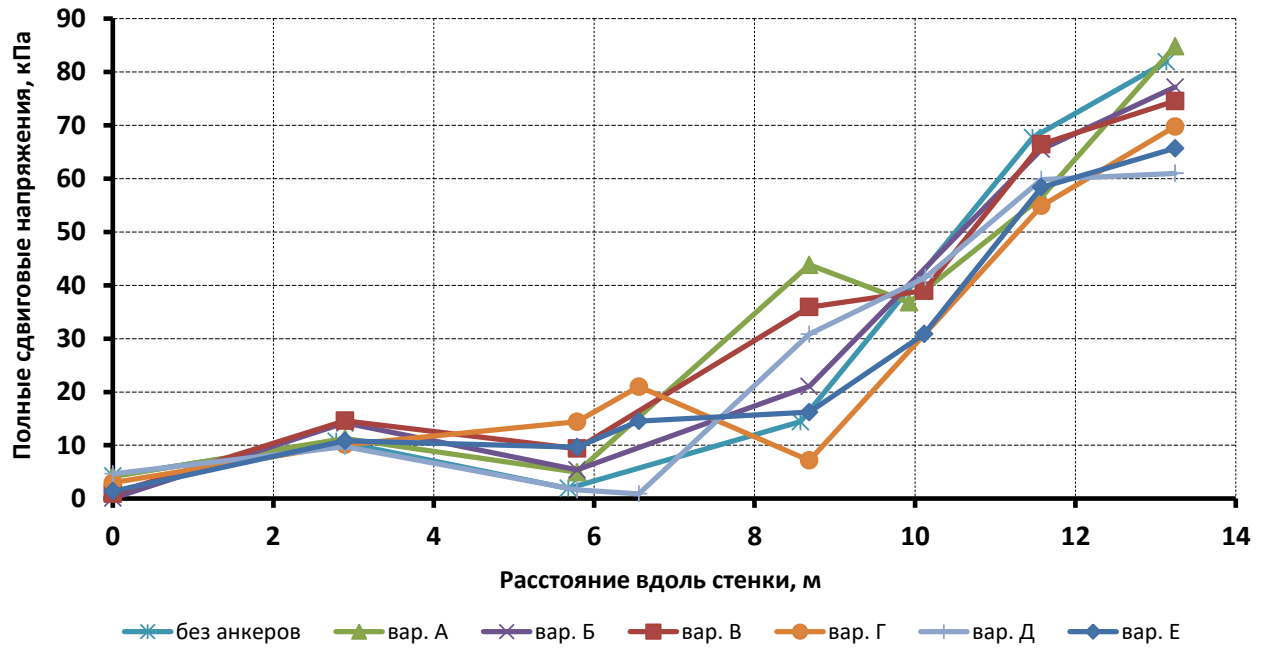


Рисунок 3.13 – Повні зсувні напруження уздовж прямої стінки

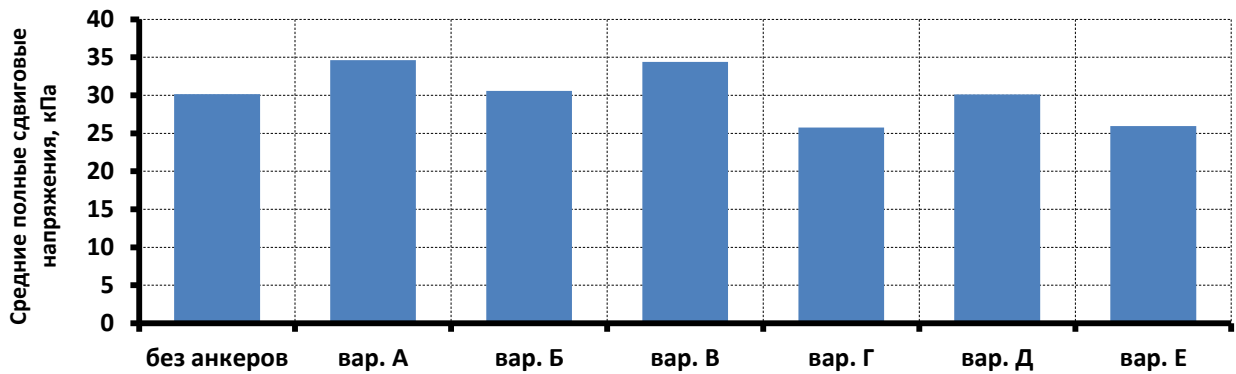


Рисунок 3.14 – Середні повні зсувні напруження в точках уздовж прямої стінки

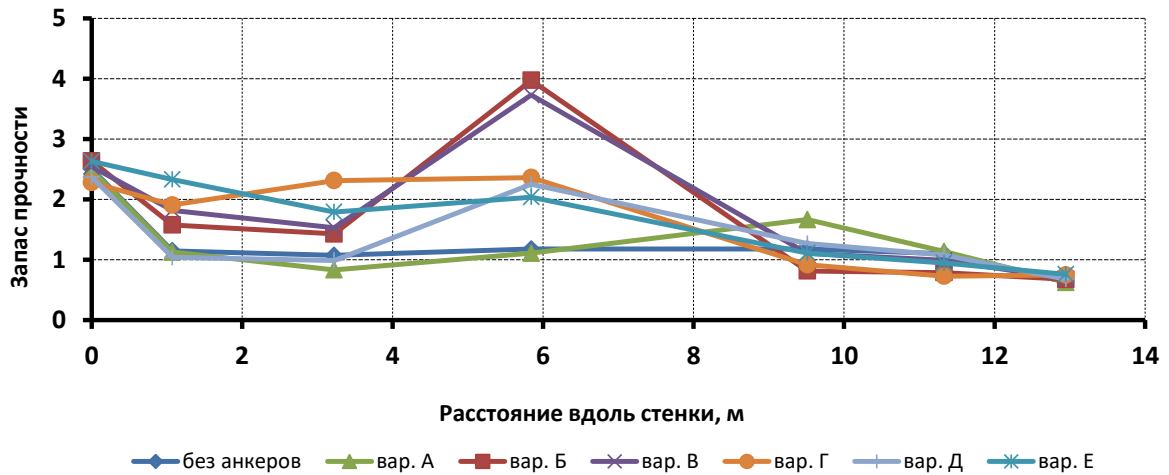


Рисунок 3.15 – Величина запасу міцності вздовж прямої стінки

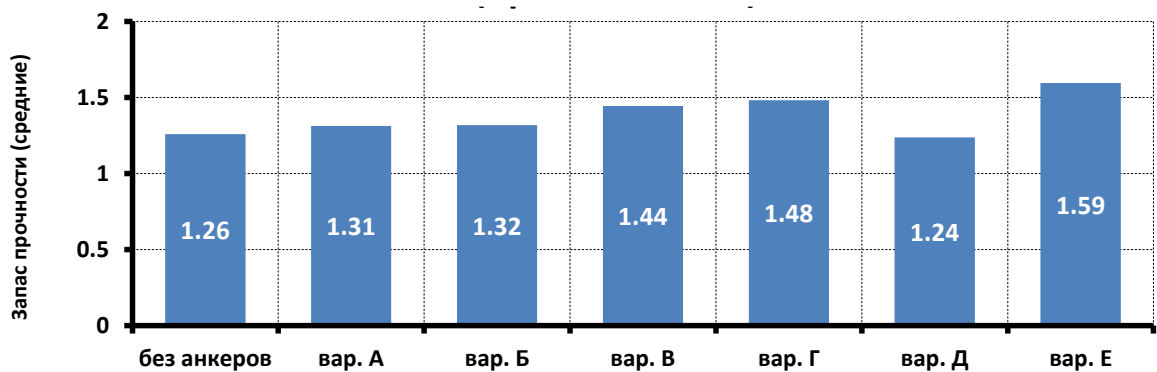


Рисунок 3.16 – Середні значення величини запасу міцності вздовж прямої стінки

Аналіз наведених результатів показує наступне.

Характер розвитку зсувів підпорної стіни в цілому якісно схожий у всіх випадках (рис. 3.11-3.12) - зміщення зростають в напрямку від верхньої частини стіни до її підшви. Найменші значення повних переміщень отримані для варіанта Г і варіанти Е, які значно відрізняються від інших ситуацій - в 4,9 і 5,4 рази відповідно.

Цей же характер деформування відбивається і в значеннях повних зсувних напружень по прямій стінці (рис. 3.13) - від верху стінки до її підшви значення напружень зростають, причому числові значення зазначеного параметра від

ситуації до ситуації змінюються незначно. Більш інформативним є уявлення зміни середнього значення величини повних зсувних напружень, дане на рис. 3.14. Видно, що хоча від варіанту до варіанту значення коливаються щодо середнього значення незначно ($\pm 14\%$), але в числовому вираженні ті ж варіанти Г і Е приймають мінімальні значення, які в 1,17 рази нижче варіанту без анкерів.

Варіанти Г і Е в оцінці запасу міцності по прямій стінці (рис. 3.15 і 3.16) також виявляються в найкращому становищі: варіант Г - в 1,17, а варіант Е - в 1,26 рази вище, ніж ситуація без анкерів.

Таким чином, з усіх розглянутих ситуацій найкращі показники дають варіант Г з двома анкерами (верхня частина-середина стінки) і варіант Е з трьома анкерами.

Для порівняння відібраних варіантів розглянемо стан анкерів в них. Згідно з отриманими результатами, представленими на рис. 3.17, при установці трьох анкерів відбуватиметься пошкодження нижнього анкера під дією зсувів. Потенційно пошкоджені ділянки анкерів показані на рис. 3.17 жовтим кольором. Видно, що при одних і тих же умовах нижній анкер в варіанті Е пошкоджується. Фактично в цьому випадку варіант Е переходить в варіант Г.

Таким чином, на підставі проведених чисельних досліджень напружено-деформованого стану зсувонебезпечного схилу з підпорною стіною, підсиленою різними варіантами ґрунтових анкерів, можна стверджувати, що найбільш раціональною є установка двох ґрунтових анкерів, розташованих:

- перший, довжиною не менше 19,0 м, з кутом нахилу 65° до вертикалі і довжиною закладення не менше 6,0 м - у верху підпорної стіни на відстані 2,5 м від верхнього краю стіни;

- другий, довжиною не менше 25,0 м, з кутом нахилу 65° до вертикалі і довжиною закладення не менше 7,0 м - в середній частині підпорної стіни на відстані 6,5 м від верхнього краю стіни і 3,6 м від першого анкера .

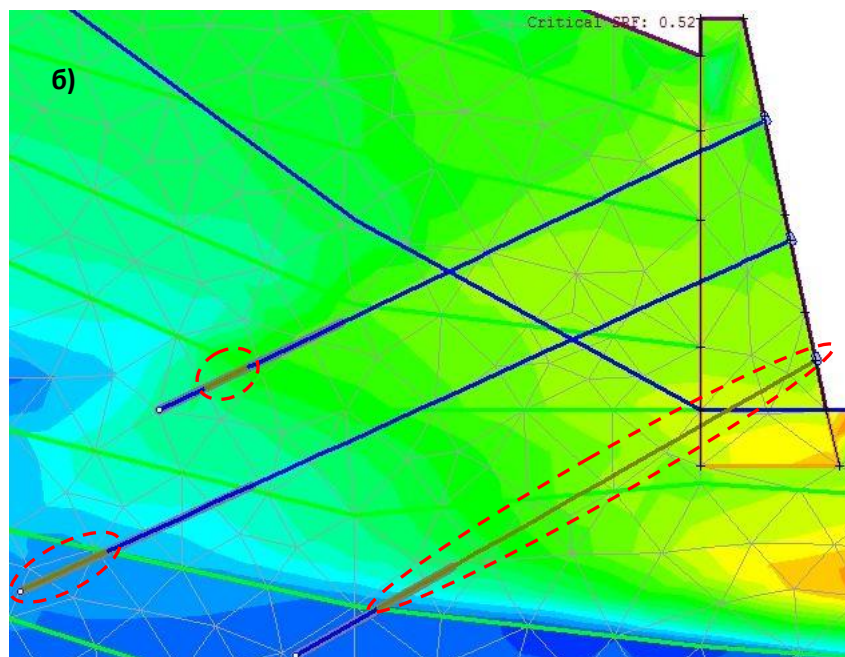
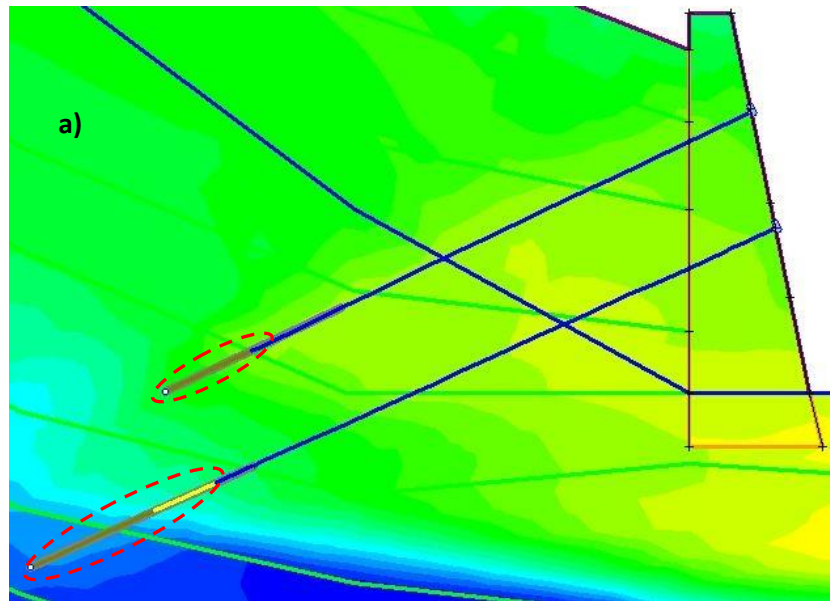



Рисунок 3.17 – Потенціально пошкоджені ділянки анкерів: а) варіант Г; б) варіант Е;  – пошкоджені ділянки

3.5 Висновки за розділом 3

1. Обґрунтовано метод чисельного моделювання напружено-деформованого стану зсувного схилу з підпорною стінкою і підсилюючими конструкціями. В якості робочого методу прийнятий

метод кінцевих елементів, реалізований в програмному комплексі Phase2.

2. На основі аналізу існуючих теорій міцності, що застосовуються в оцінці стійкості зсувонебезпечних схилів, прийнятий в якості робочого критерію оцінки міцності і стійкості ґрунтових укосів критерій Кулона-Мора.
3. Обґрунтовано розрахункові схеми численних завдань і розроблена методика виконання чисельного моделювання. Розрахунки виконувалися в два етапи: задачі оцінки напружено-деформованого стану (НДС) схилу з підпорною стіною без анкерів і завдання з варіюванням положення підсилюючих ґрунтових анкерів в кількості від одного до трьох.
4. Оцінка НДС схилу з підпорною стіною показала, що результати на моделі відповідають спостережуваним раніше в натурних умовах. Стінка знаходиться вище критичної лінії ковзання (розглядалася криволінійна лінія), тобто потрапляє в область зсувних порід і буде зміщуватися разом з зсувними масами, що і мало місце за даними реперних спостережень.
5. Положення анкерів в моделях другого етапу встановлювалося, виходячи з результатів першого етапу розрахунків. Всього було виконано рішення шести варіантів розташування анкерів на об'єкті досліджень:
 - варіант А - один анкер біля основи підпорної стіни;
 - варіант Б - один анкер в верхній частині підпорної стіни;
 - варіант В - два анкери (у верхній і нижній частині підпорної стіни);
 - варіант Г - два анкери (у верхній і середній частині підпорної стіни);
 - варіант Д - два анкери (в нижній і середній частині підпорної стіни);
 - варіант Е - три анкери.

Довжина і кут нахилу анкерів змінювалися в залежності тільки від їх положення на підпорній стінці, залишалися незмінними незалежно від варіанту.

6. Аналіз результатів вирішення задач другого етапу показує, що розвитки зміщень підпорної стіни в цілому якісно схожий у всіх випадках - зміщення зростають в напрямку від верхньої частини стіни до її підшови. Найменші значення повних переміщень отримані для варіанта Г і варіанти Е, які вигідно відрізняються від інших ситуацій: по зміщеннях - в 4,9 і 5,4 рази відповідно; по напруженням - обидва варіанти мають значення середніх зсувних напружень приблизно в 1,17 рази нижче варіанту без анкерів; за запасом міцності - відповідно в 1,17 і 1,26 рази вище, ніж ситуація без анкерів. Таким чином, з усіх розглянутих ситуацій найкращі показники дають варіант Г з двома анкерами (верхня частина-середина стінки) і варіант Е з трьома анкерами.
7. Для порівняння відібраних варіантів Г і Е розглянуто стан анкерів в них. Згідно з отриманими результатами, при установці трьох анкерів (варіант Е) буде відбуватися пошкодження нижнього анкера під дією зміщень. Фактично в цьому випадку варіант Е переходить в варіант Г.
8. Таким чином, на підставі проведених чисельних досліджень напружено-деформованого стану зсувонебезпечного схилу з підпорною стіною, підсиленою різними варіантами ґрунтових анкерів, можна стверджувати, що найбільш раціональною є установка двох ґрунтових анкерів, розташованих:
 - перший, довжиною не менше 19,0 м, з кутом нахилу 65° до вертикалі і довжиною закладення не менше 6,0 м - у верху підпорної стіни на відстані 2,5 м від верхнього краю стіни;
 - другий, довжиною не менше 25,0 м, з кутом нахилу 65° до вертикалі і довжиною закладення не менше 7,0 м - в середній частині підпорної

стіни на відстані 6,5 м від верхнього краю стіни і 3,6 м від першого анкера .

4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Техніка безпеки при провадженні закріплюючих робіт на відкосах і схилах

При провадженні закріплюючих робіт необхідно дотримуватись вимог техніки безпеки, викладені в главі СНіП III-A 11-70, а також вимоги «Правил техніки безпеки при експлуатації електроустановок споживачів» (М., «Енергія», 1970).

Обслуговувати механізми і пристосування, які використовуються при закріплюючих роботах, необхідно відповідно до вимог типових інструкцій і вказівок з техніки безпеки для даного обладнання.

При планувальних роботах необхідно, щоб шлях, по якому переміщається екскаватор, шириною 5 м був заздалегідь вирівняний і спланований.

Бульдозер при планувальних роботах на поверхні укосу повинен бути причеплений до трактора за допомогою подвійного троса діаметром не менше 24 мм. При крутизні укосу менше 1: 1,75 трактор-тягач не застосовується.

При ущільненні укосу за допомогою віброкатка типу Д-480А забороняється перебувати на агрегаті або стояти внизу укосу на відстані 15 м в обидва боки від лінії переміщення катка.

При вивантаженні цементогрунта і рослинного ґрунту у верхній частині укосу вздовж бровок кожен автомобіль-самоскид слід встановлювати так, щоб заднє, найближчим до укосу колесо автомобіля впиралося в раніше вивантажений вал ґрунту.

Щоб уникнути частого засмічення насоса гідросівалки і полумок її мішалки необхідно ретельно просівати матеріали, призначені для гідросівби. Забороняється заправка цистерни гідросівалки при працюючому двигуні.

Забороняються робота мішалки при відкритих люках цистерни та пересування з наповненою цистерною зі швидкістю понад 40 км / год, щоб

уникнути перекидання машини. Пересувати і зупиняти гідросівалку слід на відстані більше 1 м від кромки узбіччя.

Роботи зі встановлення залізобетонних блоків, монтажу збірних решітчастих конструкцій і заповнення осередків слід вести в денний час.

Для пересування робітників по поверхні укосів і конусів слід застосовувати дерев'яні переносні трапи і підмостки.

Забороняється вести монтаж збірних елементів на мокрій або мерзлій поверхні укосу, щоб уникнути падіння людей.

При монтажі решітчастих конструкцій забороняється робота в нижній частині укосу людей і механізмів протягом усього фронту робіт плюс 15 м в обидва боки.

При монтажі збірних залізобетонних плит забороняється:

- піднімати плиту, маса якої перевищує допустиму для даного крана, плиту з пошкодженими монтажними петлями (стиковими скобами), а також відривати плиту, примерзлу до землі або поглиблену в землю;

- підтягати (волочити) плиту по поверхні підготовки автокраном. Плити слід піднімати без ривків. Не слід також допускати розгойдування плити і залишати її на вазі під час перерви в роботі;

- піднімати плити, що мають монтажні і стикові скоби, без спеціальних попарно рівноплечого траверс, що забезпечують безпечний підйом цих плит. Перебувати в безпосередній близькості від плит при підйомі, опусканні і переміщенні їх автокранами;

- переміщати стрілу автокрана з плитою над кабіною автомобіля, який перевозить плити;

- направляти рух переміщуваної краном плити руками. Для цієї мети слід застосовувати такелажні багри довжиною 1,5 - 1,8 м або стропи-відтяжки;

- здійснювати планування щебеневого шару під блоком упорної призми, піднятим автокраном. При необхідності виправлення щебеневого шару блок слід підняти на 10 - 15 см від поверхні укосу і відвести в сторону.

Для роботи на висоті необхідно використовувати гідропідйомники. Робітники, що знаходяться в колісках гідропідйомників, повинні користуватися запобіжними поясами і носити каски.

Працювати з прискорювачами схоплювання і твердіння цементобетонних облицювань, а також з бітумною емульсією і нафтою можна тільки в спецвзуття та спецодягу, в запобіжних окулярах з щільно прилягає шкіряною оправою і в респіраторів типу Ф-45, Ф-46 або ПРБ-1.

Комплект обладнання для влаштування захисного облицювання слід розташовувати біля підніжжя схилу в стороні від місця виробництва закріплюючих робіт на поверхні або за бровкою укусу.

Нестійкі шматки породи на відкосах і схилах заввишки більше 15 м повинні видаляти спеціальні скелелазні бригади. При цьому необхідно дотримуватися правил техніки безпеки для горнообвальних бригад.

Забороняється проводити роботи відразу на декількох ярусах.

Між оператором бетон-шприц-машини і оператором, що працює з соплом, повинна бути встановлена постійна стійка сигналізація (зорова, світлова, звукова). Оператор без команди сопловщика не повинен починати подачу суміші до сопла.

Усувати несправності в обладнанні і ліквідувати повітряні пробки в шлангах слід тільки після зняття тиску стисненого повітря і виключення електроенергії.

Температура розливаючих в'язучих матеріалів (нафти, емульсії) не повинна перевищувати +40 ° С. Для екстреного гасіння пожежі пісковозакріплюючі агрегати постачають вогнегасниками.

При роботі з сирою нафтою категорично забороняється палити, користуватися джерелами відкритого вогню.

4.2 Охорона праці при роботі за комп'ютером

4.2.1 Загальні вимоги безпеки.

До роботи з ПК допускаються працівники, які не мають медичних протипоказань, пройшли інструктаж з питань охорони праці, з групою з електробезпеки не нижче 1.

Жінки з часу встановлення вагітності та в період годування груддю до виконання всіх видів робіт, пов'язаних з використанням ПК, не допускаються.

При роботі з ПК на працівників можуть впливати наступні небезпечні і шкідливі виробничі фактори:

- підвищений рівень електромагнітних випромінювань;
- підвищений рівень іонізуючих випромінювань;
- підвищений рівень статичної електрики;
- підвищена напруженість електростатичного поля;
- підвищена або знижена іонізація повітря;
- підвищена яскравість світла;
- пряма і відбита блискість; підвищене значення напруги в електричному ланцюзі, замикання якого може відбутися через тіло людини;
- статичні перевантаження кістково-м'язового апарату і динамічні локальні перевантаження м'язів кистей рук;
- перенапруження зорового аналізатора;
- розумове перенапруження;
- емоційні перевантаження;
- монотонність праці.

Залежно від умов праці, в яких застосовуються ПК, і характеру роботи на працівників можуть впливати також інші небезпечні і шкідливі виробничі фактори.

Організація робочого місця з ПК повинна враховувати вимоги безпеки, зручність положення, рухів і дій працівника.

Робочий стіл з урахуванням характеру виконуваної роботи повинен мати достатній розмір для раціонального розміщення монітора (дисплея), клавіатури, іншого обладнання, що використовується і документів, поверхню, що володіє низькою відображаючою здатністю.

Клавіатура розташовується на поверхні столу таким чином, щоб простір перед клавіатурою було достатнім для опори рук працівника (на відстані не менше ніж 300 мм від краю, зверненого до працівника).

Щоб забезпечувалася зручність зорового спостереження, швидке і точне зчитування інформації, площина екрану монітора розташовується нижче рівня очей працівника переважно перпендикулярно до нормальної лінії погляду працівника (нормальна лінія погляду - 15° вниз від горизонталі).

Для виключення впливу підвищених рівнів електромагнітних випромінювань відстань між екраном монітора і працівником повинна становити не менше 500 мм (оптимальне 600-700 мм).

Застосовувані рухливі підставки для документів (пюпітри) розміщуються в одній площині і на одній висоті з екраном.

Робочий стілець (крісло) повинен бути стійким, місце сидіння має регулюватися по висоті, а спинка сидіння - по висоті, кутах нахилу, а також відстані спинки від переднього краю сидіння. Регулювання кожного параметра має бути незалежним, легко здійснюваним і мати надійну фіксацію.

Для тих, кому це зручно, передбачається підставка для ніг.

Робоче місце розміщується таким чином, щоб природне світло падало збоку (бажано зліва).

Для зниження яскравості в поле зору при природному освітленні застосовуються регульовані жалюзі, щільні штори.

Світильники загального і місцевого освітлення повинні створювати нормальні умови освітленості і відповідний контраст між екраном і

навколишньою обстановкою з урахуванням виду роботи та вимог видимості з боку працівника. Освітленість на поверхні столу в зоні розміщення робочого документа повинна становити 300-500 люкс.

Можливі заважаючі відображення і відблиски на екрані монітора та іншому обладнанні усуваються шляхом відповідного розміщення екрану, обладнання, розташування світильників місцевого освітлення.

При рядному розміщенні робочих столів розташування екранів відеомоніторів назустріч один одному через їх взаємне відображення не допускається.

Для забезпечення безпеки працівників на сусідніх робочих місцях відстань між робочими столами з моніторами (в напрямок тилу поверхні одного монітора й екрана іншого монітора) має бути не менше 2,0 м, а відстань між бічними поверхнями моніторів - не менше 1,2 м.

Для зниження рівня напруженості електростатичного поля при необхідності застосовуються екранні захисні фільтри.

При експлуатації захисний фільтр повинен бути щільно встановлений на екрані монітора і заземлений.

Для забезпечення оптимальних параметрів мікроклімату проводять регулярне протягом дня провітрювання і щоденне вологе прибирання приміщень, використовуються зволожувачі повітря.

При роботі з ПК забезпечується доступ працівників до первинних засобів пожежогасіння, аптечка першої медичної допомоги.

Працівники при роботі з ПК з урахуванням впливають на них небезпечних і шкідливих виробничих факторів забезпечуються засобами індивідуального захисту відповідно до типових галузевих норм для відповідних професій та посад.

При роботі з ПК працівники зобов'язані:

- дотримуватися режиму праці та відпочинку, встановлений законодавством, правилами внутрішнього трудового розпорядку організації,

трудова дисципліну, виконувати вимоги охорони праці, правил особистої гігієни;

- виконувати вимоги пожежної безпеки, знати порядок дій при пожежі, вміти застосовувати первинні засоби пожежогашіння;
- палити тільки в спеціально призначених для куріння місцях;
- знати прийоми надання першої допомоги при нещасних випадках на виробництві;
- про несправності обладнання та інших зауваженнях по роботі з ПК повідомляти керівництву підприємства або особам, які здійснюють технічне обслуговування обладнання.

Не допускається:

- виконувати роботу, перебуваючи в стані алкогольного сп'яніння або у стані, викликаному вживанням наркотичних засобів, психотропних або токсичних речовин, а також розпивати спиртні напої, вживати наркотичні засоби, психотропні або токсичні речовини на робочому місці або в робочий час;
- встановлювати системний блок в закритих об'ємах меблів, безпосередньо на підлозі;
- використовувати для підключення ПК розетки, подовжувачі, не оснащені заземлювальним контактом (шиною).

Працівники, які не виконують вимоги цієї Інструкції, притягаються до відповідальності згідно із законодавством.

4.2.2 Вимоги безпеки перед початком роботи

Перед початком роботи з ПК працівник зобов'язаний:

- а) провітрити робоче приміщення;
- б) перевірити:
 - стійкість положення обладнання на робочому столі;

- відсутність видимих пошкоджень обладнання, дискет в дисководі системного блоку;
 - справність і цілісність живильних і сполучних кабелів, роз'ємів і штепсельних з'єднань, захисного заземлення (занулення);
 - справність меблів.
- в) відрегулювати:
- положення стола, стільця (крісла), підставки для ніг, клавіатури, екрана монітора;
 - освітленість на робочому місці. При необхідності включити місцеве освітлення;
- г) протерти поверхню екрану монітора, захисного фільтра (при його наявності) сухою м'якою тканинною серветкою;
- д) переконатися у відсутності відображень на екрані монітора, зустрічного світлового потоку;
- е) включити обладнання ПК в електричну мережу, дотримуючись наступну послідовність: стабілізатор напруги (якщо він використовується), блок безперебійного живлення, периферійні пристрої (принтер, монітор, сканер та інші пристрої), системний блок.

Забороняється приступати до роботи при:

- вираженому тремтінні зображення на моніторі;
- виявленні несправності обладнання;
- наявності пошкоджених кабелів або проводів, роз'ємів, штепсельних з'єднань;
- відсутності або несправності захисного заземлення (занулення) обладнання.

4.2.3 Вимоги безпеки при виконанні робіт

Під час роботи з ПК працівник зобов'язаний:

- дотримуватися вимог охорони праці;

- тримати в порядку і чистоті своє робоче місце;
- тримати відкритими вентиляційні отвори обладнання;
- дотримуватися оптимальної відстані від екрану монітора до очей.

Роботу за екраном монітора слід періодично переривати на регламентовані перерви, які встановлюються для забезпечення працездатності та збереження здоров'я, або замінювати іншою роботою з метою скорочення робочого навантаження біля екрану.

Час регламентованих перерв протягом робочого дня (зміни) встановлюється в залежності від його (її) тривалості, виду і категорії трудової діяльності згідно з додатком 1 до цієї Інструкції.

При 8-годинній робочій зміні і роботі з ПК регламентовані перерви встановлюються (див. Табл. 4.1):

- для I категорії робіт через 2 години від початку робочої зміни і через 2 години після обідньої перерви тривалістю 15 хвилин кожен;
- для II категорії робіт через 2 години від початку робочої зміни і через 1,5-2 години після обідньої перерви тривалістю 15 хвилин кожен або тривалістю 10 хвилин кожен годину роботи;
- для III категорії робіт через 1,5-2 години від початку робочої зміни і через 1,5-2 години після обідньої перерви тривалістю 20 хвилин кожен або тривалістю 15 хвилин через кожен годину роботи.

Таблиця 4.1 – Час регламентованих перерв протягом робочого дня (зміни) в залежності від його (її) тривалості, виду і категорії трудової діяльності

Категорія роботи з ПК	Рівень навантаження за робочу зміну при видах робіт з ПК			Сумарний час регламентованих перерв, хвилин	
	група А, кількість знаків	група Б, кількість знаків	група В, годин	при 8-годинній зміні	при 12-годинній зміні
I	до 20000	до 15000	до 2,0	30	70
II	до 40000	до 30000	до 4,0	50	90
III	до 60000	до 40000	до 6,0	70	120

Примітка: Встановлено такі види трудової діяльності:

група А - робота з зчитування інформації з екрану ПК з попереднім запитом; група Б - робота з введення інформації; група В - творча робота в режимі діалогу з ПК. При виконанні протягом робочого дня робіт, що належать до різних груп, за основну роботу з ПК слід приймати таку, яка займає не менше 50% часу протягом робочого дня (зміни).

Тривалість безперервної роботи з ПК без регламентованого перерви не повинна перевищувати 2 годин.

Під час регламентованих перерв для зниження нервово-емоційного напруження, стомлення зорового аналізатора, поліпшення функціонального стану, нервової, серцево-судинної, дихальної систем, а також м'язів плечового пояса, рук, спини, шиї та ніг доцільно виконувати комплекси вправ.

Працівникам з високим рівнем напруженості праці під час регламентованих перерв і в кінці робочого дня показана психологічне розвантаження в спеціально обладнаних кімнатах психологічного розвантаження.

З метою зменшення негативного впливу монотонності необхідно застосовувати чергування операцій. При роботі з текстовою інформацією слід віддавати перевагу фізіологічно найбільш оптимальному режиму уявлення чорних символів на білому фоні.

Не слід залишати обладнання включеним без нагляду. При необхідності припинення на деякий час роботи коректно закриваються всі активні завдання та обладнання вимикається.

При роботі з ПК забороняється:

- при включеному живленні торкатися до панелей з роз'ємами обладнання, роз'ємами живлять і сполучних кабелів, екрану монітора;
- захаращувати верхні панелі обладнання, робоче місце паперами, сторонніми предметами;
- здійснювати перемикання, відключення живлення під час виконання активної задачі;
- допускати потрапляння вологи на поверхню обладнання;

- включати сильно охолоджене (принесене з вулиці в зимовий час) обладнання;

- Проводити самостійно розкриття і ремонт обладнання;
- витирати пил на включеному обладнанні;
- допускати перебування поблизу обладнання сторонніх осіб.

4.2.4 Вимоги безпеки в аварійних ситуаціях

В аварійних (екстремальних) ситуаціях необхідно:

- при пошкодженні обладнання, кабелів, проводів, несправності заземлення, появі запаху гару, виникненні незвичного шуму та інших несправностей негайно відключити електроживлення обладнання і повідомити про те, що трапилося безпосередньому керівнику і особі, яка здійснює технічне обслуговування обладнання;

- в разі збою в роботі обладнання ПК або програмного забезпечення викликати фахівця організації, що здійснює технічне обслуговування даного обладнання, для усунення неполадок;

- при загорянні електропроводки, обладнання і тому подібного відключити електроживлення і вжити заходів з гасіння пожежі за допомогою наявних первинних засобів пожежогасіння, повідомити про те, що сталося безпосередньому керівнику. Використання води і пінних вогнегасників для гасіння електрообладнання під напругою неприпустимо. Для цих цілей використовуються вуглекислотні вогнегасники.

У разі раптового погіршення здоров'я (посилення серцебиття, появи головного болю та інших) припинити роботу, вимкнути обладнання, повідомити про це керівника і при необхідності звернутися до лікаря.

При нещасному випадку на виробництві необхідно:

- швидко застосовувати заходи щодо запобігання впливу на потерпілого травмуючих чинників, надання потерпілому першої допомоги, виклику на місце події медичних працівників або доставці потерпілого в організацію охорони здоров'я;

- повідомити про подію керівника.

4.2.5 Вимоги безпеки по завершенню роботи

Після закінчення роботи працівник зобов'язаний:

- коректно закрити всі активні завдання;
- при наявності дискети в дисководі витягти її;
- вимкнути живлення системного блоку;
- вимкнути живлення всіх периферійних пристроїв;
- відключити блок безперебійного живлення;
- відключити стабілізатор напруги (якщо він використовується);
- відключити кабель живлення від мережі;
- оглянути і привести в порядок робоче місце;
- про несправності обладнання та інших зауважень по роботі з ПК повідомити безпосереднього керівника або осіб, що здійснюють технічне обслуговування обладнання;
- при необхідності вимити з милом руки.

4.3 Висновки за розділом 4

1. Надані заходи безпеки під час роботи дослідника за комп'ютером відповідно до діючих санітарних норм та вимог законодавства з питань цивільної безпеки.

5 ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВОК

У результаті виконаних у цій магістерській роботі досліджень вирішена задача обґрунтування параметрів інженерних конструкцій на основі канатних анкерів для підсилення схилів, небезпечних щодо розвитку зсувів, в балці Євпаторійська м. Дніпро.

Основними результатами, отриманими в роботі, є наступні:

- виконано аналіз природних і техногенних факторів, що впливають на стійкість укосів і схилів. Встановлено, що зміни геолого-гідрогеологічних умов, гідрометеорологічні та техногенні фактори безпосередньо сприяють поступовому погіршенню фізико-механічних властивостей порід. Розщільнюють або руйнують їх структуру, збільшують фільтраційну проникність, тим самим, створюючи передумови для порушення стійкості схилів;

- виконано аналіз інженерно-геологічної будови зсувних схилів балок м. Дніпра. Як об'єкт досліджень прийнятий північний зсувонебезпечний схил балки Євпаторійська (район житлового масиву Сокіл), на якій активізувалися зсувні процеси. Заходом, що протидіє зсуву на схилах балки, є підпорна стіна на природній основі, яка, за результатами багаторічних спостережень за зсувними процесами, зміщується разом з зсувними масами;

- виконано аналіз існуючих конструкцій ґрунтових анкерів і технологій їх установки, які застосовуються на пострадянському просторі. Показано, що технології влаштування і конструктивні рішення ґрунтових анкерів різні, але всі вони спрямовані на зниження витрат, скорочення термінів будівництва і підвищення технологічності;

- обґрунтовано метод чисельного моделювання напружено-деформованого стану зсувного схилу з підпорною стінкою і підсилюючими конструкціями, розроблені розрахункові схеми і методика моделювання;

- на основі аналізу існуючих теорій міцності, що застосовуються в оцінці стійкості зсувонебезпечних схилів, прийнятий в якості робочого критерію оцінки міцності і стійкості ґрунтових укосів критерій Кулона-Мора;

- оцінка ПДВ схилу з підпірною стіною показала, що результати на моделі відповідають спостережуваним раніше в натурних умовах. Стінка знаходиться вище критичної лінії ковзання (розглядалася криволінійна лінія), тобто потрапляє в область зсувних порід і буде зміщуватися разом з зсувними масами, що і мало місце за даними реперних спостережень;

- аналіз результатів рішення задач з анкерами показує, що розвитку зсувів підпорної стіни в цілому якісно схожий у всіх випадках - зміщення зростають в напрямку від верхньої частини стіни до її підшви. Найменші значення повних переміщень отримані для варіанта Г (з двома анкерами (верхня частина стінки-середина стінки)) і варіанти Е (три анкера на рівних відстанях по висоті похилої частини стінки), які вигідно відрізняються від інших ситуацій: по зсувах - в 4,9 і 5,4 рази відповідно; по напруженням - обидва варіанти мають значення середніх зсувних напружень приблизно в 1,17 рази нижче варіанту без анкерів; за запасом міцності - відповідно в 1,17 і 1,26 рази вище, ніж ситуація без анкерів. Таким чином, з усіх розглянутих ситуацій найкращі показники дають варіант Г і варіант Е;

- для порівняння відібраних варіантів Г і Е розглянуто стан анкерів в них. Згідно з отриманими результатами, при установці трьох анкерів (варіант Е) буде відбуватися пошкодження нижнього анкера під дією зсувів. Фактично в цьому випадку варіант Е переходить в варіант Г;

- на підставі проведених чисельних досліджень напружено-деформованого стану зсувонебезпечного схилу з підпорною стіною, підсиленою різними варіантами ґрунтових анкерів, можна стверджувати, що найбільш раціональною є установка двох ґрунтових анкерів, розташованих:

- перший, довжиною не менше 19,0 м, з кутом нахилу 650 до вертикалі і довжиною закладення не менше 6,0 м - у верху підпорної стіни на відстані 2,5 м від верхнього краю стіни;

- другий, довжиною не менше 25,0 м, з кутом нахилу 650 до вертикалі і довжиною закладення не менше 7,0 м - в середній частині підпорної стіни на відстані 6,5 м від верхнього краю стіни і 3,6 м від першого анкера .

ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАННЯ

1. Власов С.Ф. Повышение устойчивости оползнеопасных склонов с помощью струйной технологии закрепления грунтов / С.Ф. Власов, Н.А. Максимова-Гуляева. – Д.: Национальный горный университет, 2010. – 143 с.
2. Черный Г.И., Черный В.Г. Геотехнические процессы в сложных грунтовых условиях Украины // Світ геотехніки. – К.: НДІБК, 2000.– С. 4-9.
3. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов. – М.: Недра, 1972.– 310 с.
4. Славянов В.Н. Инженерно-геологические прогнозы устойчивости откосов.– М.: Стройиздат, 1964. – 155 с.
5. Рекомендации по комбинированной оценке устойчивости оползневых склонов.– М.: ПНИИС Госстроя СССР, 1984.– 68 с.
6. Шееко А.И., Постоев Г.П., Кюнтцель В.В. Изучение режима оползневых процессов.– М.: Недра, 1982.– 255 с.
7. Склоны, их развитие и методы изучения / Под ред. А.И, Спиридонова. – М.: Мысль, 1971.– 224 с.
8. Шешеня Н.А., Тихвинский И.О. Геологические и зонально-климатические особенности формирования оползней.– М.: Наука, 1984.– 125 с.
9. Алексеев Н.А. Стихийные явления в природе.– М.: Мысль, 1988.– 254 с.
10. Гольштейн М.Н., Тер-Степанян Г.И. Длительная прочность глин и глубинная ползучесть склонов. – М.: Изд-во АН СССР, 1957.– 463 с.
11. Ткач В.Н. О влиянии гидрогеологических условий и атмосферных осадков на развитие оползневых процессов.– Кишинев: Штиинца, 1974.– С.17-19.

12. Излакян К.А. Кюнтцель В.В. Классификация оползней по механизму их развития.– М.: ВСЕГИНГЕО, 1970.– С.39-75.
13. Рзаева М.К. Об инженерно-геологических типах оползней. – М.: Наука, 1969.– С.5-25.
14. Дранников А.М. Оползни. Типы, причины образования, меры борьбы. – К.: Изд-во Укргипросельстрой, 1956.– 100 с.
15. Шустер Р., Кризек Р. Оползни. Исследование и укрепление.– М.: Мир, 1981.– 368 с.
16. Емельянова Е.П. Сравнительный анализ оценки устойчивости склонов и прогноза оползней. – М.:Недра, 1971.– 104 с.
17. Шадунц К.Ш. Оползни-потоки.– М.: Недра, 1983.– 120 с.
18. Петров Н.Ф. Оползневые системы. – Кишинев: Штиинца, 1987.– 160 с.
19. Астафьев Ю. П. Управление состоянием массива горных пород при открытой разработке месторождений полезных ископаемых / Астафьев Ю. П., Попов Р. В., Николашин Ю. М. - Киев; Донецк: Вища шк. Головное изд-во, 1986. - 272 с.
20. Баклашев И.В. Деформирование и разрушение породных массивов / И.В. Баклашев - М.: Недра, 1988. – 272 с.
21. Гальперин А.М. Гидрогеология и инженерная геология / Гальперин А.М., Зайцев В.С., Норватов Ю.А. - М.: Недра, 1989. – 383 с.
22. Гальперин А.М. Геомеханика открытых горных работ / А.М. Гальперин; Учебник для вузов. - М.: Изд-во Московского государственного горного университета, 2003. - 473 с.
23. Демин А.М. Закономерности проявлений деформаций откосов в карьерах / А.М. Демин. - М.: Наука, 1981. – 144 с.
24. Демин А.М. Устойчивость бортов карьеров и отвалов / А.М. Демин. - М.: Недра, 1973. – 179 с.
25. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними) / Н.Н. Маслов. - М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.

26. Маслов Н.Н. Условия устойчивости откосов и откосов в гидроэнергетическом строительстве / Н.Н. Маслов. – М.: Госэнергоиздат, 1955. - 215 с.
27. Попов И.И. Борьба с оползнями на карьерах / И.И. Попов, Р.П. Окатов - М.: Недра, 1980. – 239 с.
28. Фисенко Г. Л. Устойчивость бортов карьеров и отвалов / Г.Л. Фисенко. - М: Недра, 1965. – 378 с.
29. Фисенко Г.Л. Укрепление откосов на карьерах / Фисенко Г.Л., Ревазов М.А., Галустьян Э.Л. – М.: Недра, 1974. – 206 с.
30. Шейдеггер А. Е. Физические аспекты природных катастроф / А. Е. Шейдеггер; [Пер. с англ.]. - М.: Недра, 1981. - 232 с.
31. Ржевский В.В. Основы физики горных пород: учебник для вузов / В.В. Ржевский, Г.Я. Новик. - 4-е изд., перераб. и доп. - М.: Недра, 1984. – 359 с.
32. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды / В.В. Соколовский. - М.: Физматгиз, 1960. – 240 с.
33. Соловьев Ю.М. Устойчивость откосов из гипотетического грунта / Ю.М. Соловьев // Тр. НИИЖТ, т. XXVIII. – Новосибирск, 1962. – С. 34-38.
34. Терцаги К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. - М.: Госстройиздат, 1961. - 507с.
35. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов / В.К. Цветков. - Волгоград: Нижневолжское кн. изд-во, 1979. – 118 с.
36. Цимбаревич П.М. Механика горных пород / П.М. Цимбаревич. - М.: Углетехиздат, 1948. – 184 с.
37. Цытович Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. - М.: Высшая школа, 1979. - 272с.
38. Цытович Н.А., Основы накладной геомеханики в строительстве / Н.А. Цытович, З.Г. Тер-Мартirosян. - М.: Высшая школа, 1981. – 320 с.

39. Шапарь А.Г. Механика горных пород и устойчивость бортов карьеров / А.Г. Шапарь. - К: Вища школа, 1973. - 120 с.
40. Шапарь А.Г. Управление состоянием горного массива / А.Г. Шапарь // Горн. энциклоп. - М., 1991. - Т. 5. - С. 262-263.
41. Шапарь А.Г. Устойчивость горного объекта / А.Г. Шапарь // Горн. энциклоп. - М., 1991. - Т.5. - С. 277.
42. Научная идея о местоположении и форме поверхности сдвижения в массивах грунта и горных пород: Научные открытия / [Шапарь А.Г., Полищук С.З., Голуб В.В., Баранов Ю.Д., Шурыгин В.Д.].- М: «Сударыня». - 2004. - Вып. 2. - С. 55-56.
43. Гинзбург Л.К. Величина коэффициента устойчивости склона при расчете удерживающих конструкций / Л.К. Гинзбург // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1984. - № 1. – С. 14-16.
44. Гинзбург Л. К. Методы определения оползневого давления / Л.К. Гинзбург // Промышленное строительство и инженерные сооружения. - 1980. - №3. - С. 88-91.
45. Гинзбург Л.К. Расчет оползневого давления с учетом влияния сейсмичности и гидродинамической силы / Л.К. Гинзбург // Транспортное строительство. – 1974. - №9. - С. 117-122.
46. Оползни и инженерная практика / Под ред. Э.Б. Эккеля; сокращ. пер. с англ. проф. М.Н. Гольдштейна. – М.: Трансжелдориздат, 1960. - 268 с.
47. Дранников А.М. Оползни. Типы, причины образования меры борьбы / А.М. Дранников. - Киев.: Укргрогипросельстрой, 1956. - 106 с.
48. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов / Е.П. Емельянова. – М.: Недра, 1972. – 310 с.
49. Кугель М. Разработка методов прогнозирования и предупреждения оползней в откосах на подрабатываемых территориях: Дис... канд. техн. наук: 05.15.09 / НАН Украины; Институт гидромеханики. - К., 2000. – 196 с.

50. Могилко А.Н. Определение длительной прочности пород методом обратных расчетов оползней / А.Н. Могилко, Н.Н. Куваев // Уголь Украины. - 1969. - № 11. - С. 19-21.
51. Ковров А.С. Геомеханическое обоснование параметров устойчивых откосов карьеров в сложноструктурном массиве мягких пород: Дис... канд. техн. наук: 05.15.09 / Национальный горный университет. – Д., 2011. – 175с.
52. Кнорре М.Е. Оползни и меры борьбы с ними / М.Е. Кнорре, С.К. Абрамов, Н.С. Рогозин. - М.: Стройиздат, 1951. - 172 с.
53. Дорфман А.Г. Оползневое давление и выпор грунта / А.Г. Дорфман // Вопросы геотехники. – Днепропетровск, 1972. - № 20. – С. 75-86.
54. Качанов Л.М. Основы теории пластичности / Л.М. Качанов. - М.: Наука, 1969. – 420 с.
55. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии / Н.Н. Маслов - М: Высшая школа, 1968. - 629 с.
56. СН 519-79. Инструкция по проектированию и строительству противооползневых защитных сооружений.– М.: Стройиздат, 1981. –24 с.
57. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ним).– М.: Стройиздат, 1977.– 175 с.
58. Фисенко Г.Л., Ревазов М.А., Галустьян Э.А. Укрепление откосов в карьерах.– М.: Недра, 1974.– 206 с.
59. Брасловский В.Д., Львович Ю.М., Грицюк Л.В. Противооползневые конструкции на автомобильных дорогах.– М.: Транспорт, 1985.– 196 с.
60. Костомаров В.М. Противооползневые мероприятия в городах.– М.: Стройиздат, 1967.– 11 с.
61. Гинзбург Л.К. Противооползневые сооружения. – Д.: ЧП «Ли́ра ЛТД», 2007.– 188 с.
62. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции.– М.: Стройиздат, 1977. – 81 с.

63. Давыдов Г.Д., Гинзбург Л.К. Укрепление оползневых склонов буронабивными сваями // Механизация строительства.– 1968.– №9.– С.13-15.
64. Шашенко А.Н. Механика горных пород: учебн. [для студ. виш. учеб. завед.] / А.Н. Шашенко, В.П. Пустовойтенко. – К.: Новий друк, 2004. – 400 с.
65. Шашенко А.Н. Механика горных пород: учебн. [для студ. виш. учеб. завед.]/ Шашенко А.Н. – Днепропетровск: НГАУ, 2002. – 302 с.
66. Федоровский В.Г. Метод расчета устойчивости откосов и склонов / В.Г. Федоровский, С.В. Курилло // Геоэкология. – 1997. - №6. - С. 95-106.
67. FLAC v. 4.0. 2000 / Users Manual. – Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.
68. Cała M., Flisiak J., Tajduś A. 2004. Slope stability analysis with modified shear strength reduction technique. Proceedings of the Conference Landslides: Evaluation and Stabilization, Rio de Janeiro, Brazil (2004). (ed. Lacerda, Ehrlich, Fontoura, Sayao).
69. Tutorials for Phase 2D elasto-plastic finite element program for slope and excavation stability analyses. – Toronto, Ontario: Rocscience Inc. – 2009.
70. Ковров А.С. Об устойчивости откоса правобережной плотины Днепродзержинской ГЭС / Б.М. Усаченко, А.Н. Шашенко, А.С. Ковров // Науковий вісник Національного гірничого університету. - 2010. - №11-12. - С. 82-88.
71. Пономарев С. Д. Расчеты на прочность в машиностроении / С.Д. Пономарев, В.Л. Бидерман и др. - Том I. – Москва: МАШГИЗ, 1956. – 884 \ с.
72. Алексеев А.Д. Предельное состояние горных пород / А.Д. Алексеев, Н.В. Недодаев. - Киев: Наукова думка, 1982. - 198 с.

73. Шашенко О.М. Деформованість та міцність масивів гірських порід: Монографія / Шашенко О.М., Сдвижкова О.О., Гапеев С.М. – Д.: Національний гірничий університет, 2008. - 224 с.
74. Drucker, D.C., Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis for limit design. Quarterly of Applied Mathematics, vol. 10, no. 2, pp. 157–165.
75. Balmer, G. 1952. A general analytical solution for Mohr's envelope. Am. Soc. Test. Mat. 52, 1260-1271.
76. Hoek, E. AND BROWN (1988). ["the hoek-brown failure criterion - a 1988 update"](http://www.rocscience.com/library/pdf/rl_2.pdf). proc. 15th canadian rock mech. symp.: 31-38. http://www.rocscience.com/library/pdf/rl_2.pdf.
77. Hoek E, Carranza-torres ct, corkum b (2002). ["hoek-brown failure criterion-2002 edition"](http://www.rockeng.utoronto.ca/downloads/rocddata/webhelp/pdf_files/theory/hoek-brown_failure_criterion-2002_edition.pdf). Proceedings of the fifth north american rock mechanics symposium vol. 1: 267–273. [Http://www.rockeng.utoronto.ca/downloads/rocddata/webhelp/pdf_files/theory/hoek-brown_failure_criterion-2002_edition.pdf](http://www.rockeng.utoronto.ca/downloads/rocddata/webhelp/pdf_files/theory/hoek-brown_failure_criterion-2002_edition.pdf).
78. Hoek E. (2002). Practical rock engineering. London: institution of mining and metallurgy. Pp. 325.
79. Ковров А.С. Анализ некоторых теорий прочности применительно к оценке устойчивости откосов и бортов карьеров / А.Н. Шашенко, А.С. Ковров // Зб. наук. праць Донецького національного технічного університету «Проблеми гірського тиску». - 2010. - №18. - С. 5-26.
80. Ставрогин А.Н. Пластичность горных пород / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. – М.: Недра, 1979. – 301 с.
81. Ковров А.С. Оценка устойчивости естественных и искусственных породных откосов / А.Н. Шашенко, А.С. Ковров // Геотехническая механика: Межвед. сб. науч. трудов. – Д.: Ин-т геотехнической механики им. Н.С. Полякова НАН Украины. - 2010. - Вып. 91. - С. 43-54.

82. Шерстяных К.Э. Анкерное крепление стен глубокого котлована / К.Э. Шерстяных.— СПб.: ГОУВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет», 2011.— 94 с.