

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

Геологорозвідувальний

(факультет)

Кафедра гідрогеології та інженерної геології

(повна назва)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

кваліфікаційної роботи ступеню бакалавра

(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студентки Фоменко Катерини Володимирівни

(ПІБ)

академічної групи 103-16-2

(шифр)

спеціальності 103 «Науки про Землю»

(код і назва спеціальності)

за освітньою програмою «Гідрогеологія»

(офіційна назва)

на тему «Інженерно геологічні умови глибокої яруги Дніпровського схилу та заходи забезпечення її стійкості»

(назва за наказом ректора)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Тішков В.В.			
розділів:				
Загальний	Тішков В.В.			
Спеціальний	Тішков В.В.			
Рецензент	Сливна О.В.			
Нормоконтролер	Загриценко А.М.			

Дніпро
2020

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри

гідрогеології та інженерної геології
(повна назва)

_____ (підпис)
« _____ » _____ 2020 року

Рудаков Д.В.
(прізвище, ініціали)

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу
ступеню бакалавра
(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студенту Фоменко Катерині Володимирівні академічної групи 103-16-2
(прізвище та ініціали) (шифр)

спеціальності 103 «Науки про Землю»

за освітньою програмою «Гідрогеологія»

на тему «Інженерно геологічні умови глибокої яруги Дніпровського схилу та заходи забезпечення її стійкості»

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від 04.05.2020
№254-с

Розділ	Зміст	Термін виконання
Загальний	Характеристика геологічного, гідрогеологічного і інженерно-геологічного стану глибокої яруги Дніпровського схилу.	04.05.2020- 09.06.2020
Спеціальний	Виконано оцінку факторів впливу на інженерно геологічний стан порід Дніпровського схилу в межах поширення глибокої яруги, та наведено заходи щодо забезпечення її стійкості.	

Завдання видано

_____ (підпис керівника)

Тішков В.В.
(прізвище, ініціали)

Дата видачі

04.05.2020 р.

Дата подання до екзаменаційної комісії

12.06.2020р.

Прийнято до виконання

_____ (підпис студента)

Фоменко К.В.
(прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 58 с., 12рис., 2 табл., 12 джерел.

Об'єкт досліджень – водоносні горизонти природного і техногенного формування розташовані в товщі потужних лесових відкладень четвертинного віку. Зміна фізико-механічних властивостей породного масиву при підвищенні рівня ґрунтових вод і забезпечення заходів по поліпшенню його стійкості, як в природному стані, так і при плануванні його забудови.

Предмет досліджень – закономірності формування змін фізико-механічних властивостей лесових ґрунтів, під впливом природних та техногенних факторів.

Мета роботи – вивчити на основі фондів матеріалів особливості геолого-гідрологічної будови і інженерно геологічні властивості ґрунтових масивів глибокої яруги Дніпровського схилу в місцях потенційного формування зсувних процесів.

Методи досліджень – збір, аналіз та узагальнення інформації; картографічні методи із застосуванням геоінформаційних технологій; аналітичні розрахунки.

У загальній частині дипломної роботи проаналізовано природні особливості геолого-гідрологічної будови і інженерно геологічні умови правобережжя міста Дніпро в місцях поширення глибоких яруг. Приведена характеристика основних зсувонебезпечних територій і причин посилювання розвитку негативних процесів.

У спеціальній частині виконано оцінку факторів впливу на інженерно геологічний стан порід Дніпровського схилу в межах поширення глибокої яруги, та наведено заходи щодо забезпечення її стійкості.

Ключові слова: ВОДОНОСНИЙ ГОРИЗОНТ, ЛЕСОВІ ПОРОДИ, ВЛАСТИВОСТІ ПРОСІДАЮЧИХ ПОРІД, РІВЕНЬ ҐРУНТОВИХ ВОД, ГОРИЗОНТАЛЬНИЙ ДРЕНАЖ.

Вступ.....	5
1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ І ХАРАКТЕРИСТИКИ РАЙОНУ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	8
1.1 Клімат та орогідрографія району.....	8
1.2 Геологічна будова району.....	10
1.3 Гідрогеологічні умови.....	14
1.4 Інженерно-геологічні явища і процеси.....	18
2 ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ФАКТОРІВ, ЩО ВИЗНАЧАЄ СТІЙКІСТЬ ЛЕСОВИХ СХИЛІВ В МЕЖАХ ГЛИБОКИХ ЯРУГ.....	20
3 ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ ДОСЛІДЖУВАНОГО СХИЛУ.....	24
4 МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ СХИЛУ.....	28
4.1 Метод круглоциліндричних поверхонь.....	28
4.2 Розрахунок стійкості зсувного схилу по зафіксованій поверхні ков- зання.....	31
4.3 Оцінка стійкості схилу методом геомеханічного моделювання	34
5 РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ СТІЙКОСТІ СХИЛУ.....	38
6 ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНИ ВОДОПРИТОКУ ТА ВЕЛИЧИНИ ЗНИЖЕННЯ РІВНЯ В МАСИВІ ЛЕСОВИХ ПОРІД ПРИ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАХИСТНОЇ ГОРИЗОНТАЛЬНОЇ ДРЕНИ.....	48
Висновок.....	51
Список використаної літератури.....	55
ДОДАТОК 1 Відзив керівника.....	56
ДОДАТОК 2 Рецензія.....	57
ДОДАТОК 3 Результати перевірки на наявність плагіату.....	58

ВСТУП

Місто Дніпро є одним з найбільших промислових центрів України, яке включає практично усі енерго- і ресурсоемні області сучасності. На його території розташовані сотні промислових і автотранспортних підприємств. Розвиток економіки і соціальних інфраструктур міста істотно пов'язано із забезпеченням геоекологічної безпеки населення.

Інтенсивна забудова схилів складених лесовими породами правобережжя м. Дніпро, в місцях поширення глибоких яруг, і низький рівень прогнозування її негативних наслідків зумовили загострення проблеми розвитку таких небезпечних фізико-геологічних процесів і явищ як зсуви.

Виконані роботи з аналізу інженерно-геологічних умов стану ґрунтових масивів на території міста, специфіка формування гідродинамічного режиму ґрунтових вод, їх балансу, свідчать про різноманіття зсувних проявів, складності механізму їх формування і активізації.

Тому *метою дипломної роботи* є вивчення інженерно-геологічних умов глибокої яруги Дніпровського схилу та розробка заходів забезпечення її стійкості.

Виходячи з цього, в роботі для розробки заходів забезпечення стійкості зсувних схилів поставлені наступні *задачі*:

- вивчення геологічної будови, тектонічних особливостей та гідрогеологічних умов району, що вивчається;
- вивчення та аналіз інженерно-геологічних умов в межах зсувних схилів, що суттєво впливають на фізико-механічні та міцності властивості ґрунтів;
- обґрунтування результатів розрахунків стійкості схилу в природних умовах та при плануемій забудові;
- розробка заходів забезпечення стійкості зсувних схилів за рахунок дренажного водозниження.

Виникнення зсувних явищ яружно-балочної системи правобережжя обумовлено природними особливостями території, серед яких можна виділити наступні:

- наявність високих і крутих схилів (зсуви частіше розвиваються на схилах висотою від 8-10 м, крутизна яких більше 5°);

- лесовий складу схилових відкладень і властиві їм фізико-механічні особливості (ослаблення міцності внаслідок зміни їх фізичного стану при зволоженні поверхневими або підземними водами, розвиток явищ просідання і повзучості);

- кліматичні особливості території (зливовий характер опадів, часта зимова відлига);

- наявність в основі лесового розрізу червоно-бурих глин, які є потенційною поверхнею ковзання.

Більше 90% виявлених зсувів глибоких яруг Дніпровського схилу спровоковані господарською діяльністю людини і лише 10% утворилися переважно під впливом природних факторів.

Основні причини утворення та активізації зсувних процесів на території розвитку лесових схилів, обумовлені господарською діяльністю людини. Серед

них основними є:

- підрізування схилів балок і ярів при будівництві різних споруд;
- відсутність зливових систем і незадовільна організація поверхневого стоку;
- замочування схилу за рахунок втрат з водогінних комунікацій;
- неорганізована відсіпка ґрунтів, будівельного сміття, шлаку без інженерної підготовки території;
- неорганізований скид промислових стоків на схилах і в тальвеги балок і ярів;
- пригрузка схилів висотними будівлями і спорудами;
- динамічні вібрації автомобільних і залізничних магістралей.

Виділяються умовно два класи зсувів: глибокі і поверхневі.

Поверхневі зсуви (на відміну від глибоких) невеликі за розмірами (рідко більше 10 м) і характеризуються тим, що основний горизонт, який деформується, захоплює частину схилу, не досягаючи його основи.

Розвиваються вони на схилах крутизною 5-15 °, глибина деформації схилу не досягає регіональної поверхні ковзання. Виникнення зсувів пояснюється повною або частковою втратою первинної структури лесовидних суглинків та супісків внаслідок підвищення їх вологості. Зсув розрідженої маси відбувається під дією гравітаційних, а іноді і гідродинамічних сил.

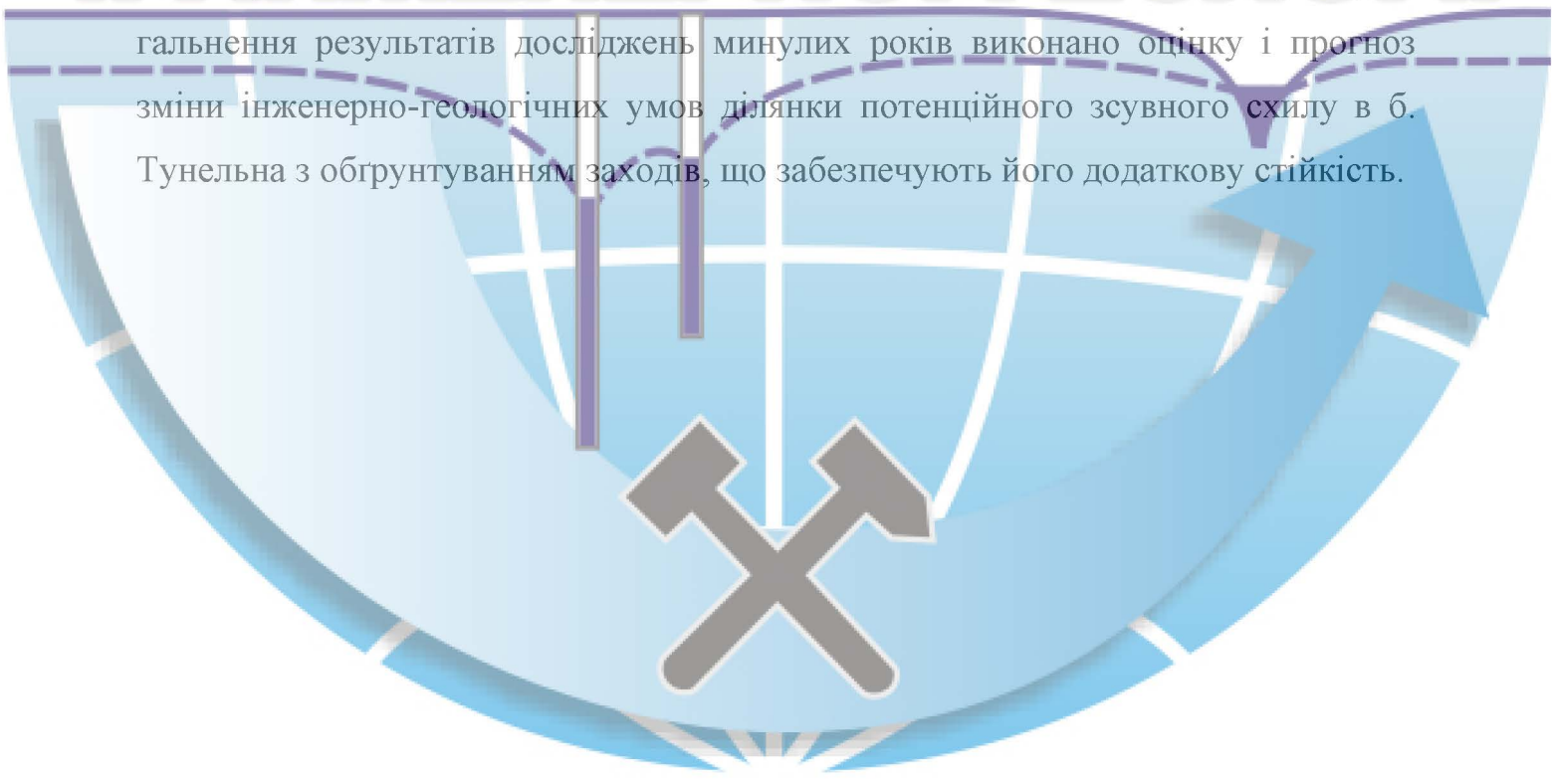
Зсуви завдають значних матеріальних збитків, господарству міста, викликаючи деформації будівель та інженерних споруд.

У зв'язку з інтенсивним господарським освоєнням балкових схилів (особливо в центральних частинах міста) прогноз зсувних проявів є першочерговим завданням, тому що велика частина схилових територій знаходиться в активному стані.

Метою даної роботи є оцінка причин сприяють розвитку зсувних процесів і обґрунтування інженерних заходів, що забезпечують стійкість лесовидних схилів в межах поширення глибоких яруг.

Для досягнення зазначеної мети на підставі комплексного аналізу та узагальнення результатів досліджень минулих років виконано оцінку і прогноз зміни інженерно-геологічних умов ділянки потенційного зсувного схилу в б. Тунельна з обґрунтуванням заходів, що забезпечують його додаткову стійкість.

КАФЕДРА ПІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ



1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ І ХАРАКТЕРИСТИКИ РАЙОНУ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1 Клімат та орогідрографія району

Клімат району

Дніпропетровська область розташована на кордоні Середнього і Нижнього Придніпров'я, в центрі степової зони Східної Європи.

Клімат Дніпропетровської області помірно-континентальний. Ступінь континентальності клімату території області змінюється з північного заходу на південний схід.

Формування клімату - результат складної взаємодії кліматообразуючих факторів [7].

Територія області знаходиться між середніми річними ізотермами $+7,9^{\circ}$ на півночі і $+8,8^{\circ}$ на півдні. Середня температура найхолоднішого місяця - січня - становить на півдні області (Нікополь) -5° , а на північному сході (Павлоградський район) -7° ; середня температура самого теплого місяця - липня - відповідно $+23^{\circ}$ і $+22^{\circ}$. Середня річна кількість опадів 400 - 490 мм. Близько двох третин з них випадає в теплу половину року.

Поверхня області, з її розчленуванням рельєфу, долинами і яружно-балочною мережею, степовим ґрунтово-рослинним покривом, наявністю озер і водосховищ, сприяє формуванню мікроклімату.

Дніпропетровська область розташована в помірному кліматичному поясі, тому на її території добре простежується сезонність. Зима, літо, весна, осінь мають тільки їм притаманні особливості.

За початок весняного періоду прийнято вважати дату переходу середньодобової температури через 0° . Цей момент спостерігається на початку березня. Перехідний період від зимового режиму до літнього триває на території області в середньому близько двох місяців. Характерною особливістю весни досить інтенсивне підвищення температури.

Якщо вважати за початок літа дату переходу через середньодобову температуру вище $+ 15^{\circ}$, а кінець - дати переходу середньодобової температури нижче 15° , то воно в області досить довгі і триває з середини травня до середини вересня.

У літній період спостерігається переважно малохмарна, спочатку тепла, а потім жарка погода з досить високими температурами.

Опади бувають в основному у вигляді грозових злив або короткочасних дощів. Поряд з цим протягом літа нерідко бувають досить затяжні без дощові періоди. За літній період року випадає в середньому 300 - 350 мм опадів, що становить 65% загального річного кількості.

За початок осені прийнято вважати дату переходу середньодобової температури повітря через $+ 10^{\circ}$. Цей період припадає в північній частині області на першу, а в південній - на другого декади жовтня. Теплі безхмарні дні змінюються прохолодними ночами з заморозками. Спостерігається досить інтенсивне зниження температури повітря. Переходом температури через $+ 5^{\circ}$ закінчується вегетаційний період - це відбувається на початку листопада.

Протяжність зими визначається переходом середньодобових температур нижче -5° - це початок, а кінець - вище -5° . Морозні дні часто змінюються відлигами.

Глибина промерзання ґрунту досягає 50-60 см, а в окремі роки від 125 до 150см.

Атмосферні опади випадають у вигляді снігу і дощу. Кількість зимових опадів на території області становить 20% загальної річної кількості.

Нерівномірному розподілі опадів і випадання їх в основному в теплий період, високі значення випаровування, а також зливної характер опадів створюють в цілому погані умови для харчування мають розвиток в вивченому районі водоносних горизонтів.

Орогідрографія району

З точки зору фізико-географічного положення, Дніпропетровська область знаходиться в південно-східній частині України, у степовій і лісостеповій фізи-

ко-географічних зонах (ліси займають 3,9% території області), по обох берегах середньої течії Дніпра. Вона розташована в середніх широтах помірному поясу, простягається з півночі на південь майже на 190км, а з заходу на схід - на 300 км.

У фізико-географічному відношенні досліджений район входить до складу Сурсько-Дніпровського ерозійного району степової області південних відрогів Придніпровської височини.

Район виділяється великий ерозійної розчленованістю. Яружно-балкові ділянки з еродованими чорноземами займають більшу частину території району. Широко поширені круті берегові яри. В їх верхів'ях спостерігаються вертикальні обриви висотою 8 - 10 м, іноді 15 м. Поперечний профіль яру трапецієподібний. У тих місцях, де на схилах виступають стійкі до розмиву породи, профіль набуває ступінчастий вигляд.

Часто зустрічаються дво- і трифазні балки з терасованими схилами. яри і балки врізаються в кристалічний фундамент.

Глибина розчленування на ряді ділянок перевищує 100 м, щільність яружно-балочної сітки на ряді ділянок становить близько 1 км.

1.2 Геологічна будова району

У структурному відношенні територія району розташована в межах Українського кристалічного масиву. До складу докембрійських утворень Українського кристалічного масиву входять різноманітні метаморфічні, інтрузивні і ефузивні породи. Велика кількість магматичних порід являє собою утворення, які сформувалися в глибоких зонах складчастих систем.

В межах даної території найбільш поширені плагіограніти і мігматити нерозчленованого архею і нижнього протерозою (AR-PR). Кристалічні породи фундаменту в районі м. Дніпро представлені діоритами і гранодіоритами.

Товщина кори вивітрювання кристалічних порід, представлена каоліновими продуктами руйнування, змінюється від декількох метрів до декількох десятків метрів, рідко досягає більше 100 метрів.

В геологічній будові покривного чохла кристалічного масиву беруть участь палеоген-неогенові і четвертинні відклади кайнозойської групи, що залягають на ерегованій поверхні кристалічних порід і продуктах вивітрювання.

Палеогенова система (Р). Відкладення палеогенової системи розвинені в північній частині району в долині річки Дніпро. До них відносяться відкладення бучакського ярусу, що виділяються умовно, і київського ярусу середнього відділу, а також харківського ярусу верхнього відділу.

Бучакський ярус (P_{bc}). Відкладення бучакського ярусу представлені товщею кварцових пісків, пластичних і піщаних глин, часто вуглистих і вторинних каолінів, залягаючи безпосередньо на породах кристалічного фундаменту, в поглибленнях його поверхні.

Київський ярус (P_{kv}). У товщі відкладень київського ярусу виділяють три стратиграфічні горизонти, які змінюють один одного без слідів перерви.

Бучакський ярус (P_{bc}). Відкладення бучакського ярусу представлені товщею кварцових пісків, пластичних і піщаних глин, часто вуглистих і вторинних каолінів, залягаючи безпосередньо на породах кристалічного фундаменту, в поглибленнях його поверхні.

Київський ярус (P_{kv}). У товщі відкладень київського ярусу виділяють три стратиграфічні горизонти, які змінюють один одного без слідів перерви.

Верхній горизонт верхнього ярусу представлений товщею вапняних і опокообразних пісковиків, піщанистих мергелів і слабо вапняних глин. Найхарактернішою його фацією є вапнякові пісковики.

Загальна товщина київського ярусу становить приблизно 20м.

Харківський ярус (P_{hr}). У складі відкладень харківського ярусу виділяються два горизонти. Нижній горизонт представлений різнозерністими глауконітовими пісками з концентрованими брилами кременистого пісковика. Верхній горизонт представлений глауконітовими, зеленувато-сірими різнозерністи-

мі пісками. Потужність осадової товщі харківських відкладень досягає 20 м, частково 30 м. і більше.

Неогенові система (N). Відкладення неогенової системи поширені практично на всій території і залягають на осадових утвореннях палеогену або на породах кристалічного масиву.

Полтавська свита (N_{pt}). Має значну область поширення, відкладення якої розчленовані сучасної яру і частково балочною сіткою. Потужність порід полтавської свити по всій території їх поширення змінюється від 0 до 50 м, рідко досягаючи 60 м. Мінімальна потужність (від 0 до 10 м, рідко до 19 м) зазвичай характерна для височин, а максимальна - до найбільш знижених ділянках кристалічного фундаменту.

Літологічні відкладення полтавської свити, представлені пісками з підлеглими їм пісковиками і глинами. Вивчено вони дуже нерівномірно і неповно в зв'язку з тим, що в багатьох районах спостерігаються окремі горизонти всій товщі, а там, де вони залягають глибоко, вивчення їх утруднено малим виходом крену.

Сарматський ярус (N_s). У покрівлі пісків полтавської свити залягають яскраві глини сарматського ярусу нижнього відділу неогену, проявляються майже по всій області свого поширення з поступовим переходом в піски.

На всій території свого поширення яскраві глини мають потужність від декількох до 10 м. Середній сарматів, що має поширення на даній території, складний глинами, пісками, мергелями і вапняками, які не мають широкого поширення і залягає в товщі глин або пісків у вигляді малопотужних прошарків. У басейні р. Мокра Сура спостерігається постійний перехід від вапняків або мергелів середньо сарматського ярусу в покривають їх сіро-зелені глини.

Загальна товщина сарматського ярусу 15 - 20 м.

Понтичний ярус (N_p). Поклади степового (понтичного) ярусу поширені на більшій частині території, відсутній в долинах балок, де вони розмиті. Представлені зеленувато сірими і світло сірими глинами і пісками із загальною товщею від 2,5 до 16 м.

Пліоцен-нижньочетвертинні відкладення (N - Q). Представлені червоно-бурими глинами, що мають практично на всій території поширення в межах вододільних схилів і балок.

Товща їх досягає в середньому 5 - 10 м, рідко більше.

Четвертична система (Q). Поклади четвертинного віку на вододільних височинах складені лесами і лесовидними суглинками, що покривають всю територію району і має невелику потужність, залягаючи на кристалічних породах, покладах сармата або червоно-бурих глинах. Відсутні лише в річкових долинах і стародавніх балках.

У найбільш повних розрізах лесових товща розділяється двома горизонтами з трьома відділами четвертинного періоду: давнім, середнім і новим. Лесовидні суглинки за морфологічними ознаками схожі з лесами, але відрізняються від них більш грубим гранулометричним складом. На схилах річкових долин часто спостерігаються лесовидні суглинки делювіального походження.

Потужність лесовидних товщ становить від 0 до 10 - 20 м.

У річкових долинах поширені алювіальні і озерно-алювіальні поклади, представлені всіма відділами четвертинної системи.

До стародавнього відділу відноситься алювіальні поклади давньо четвертинних терас річкової долини р. Дніпра та інших річок. Вони представлені потужними піщано-гальковими і гальковими породами.

Середній відділ представляють алювіальні і алювіально-озерні піщані і піщано-глинисті відкладення, поширені на річкових терасах.

До сучасного відділу відносяться піщано-глинисті відкладення заплавної терас річок, балок і боліт. У більшості випадків сучасний алювій представлений світло-сірими, темно-сірими і вохристо-сірими різнозернистими пісками, частково або ж в різному ступені глинистими і шаруватими. Вони часто містять в собі гальку кристалічних і осадових порід. Суглинки і глини, які входять до складу заплавної алювію, також шаруваті, часто з прошарками піску і мають зеленувато-блакитний, коричнево-сірий, темно-сірий і жовто-бурий колір. Зага-

льна товща сучасних алювіальних відкладень на заплавних терасах річок змінюється від 2 до 20 м, частіше за все їх потужність становить 3 - 7 м.

1.3 Гідрогеологічні умови

У межах досліджуваної частини Українського кристалічного масиву виділяються водоносні горизонти в четвертинних відкладеннях, пісках і пісковиках неогену, піщаних різновидах палеогенового віку, кристалічних породах докембрію і продуктах їх вивітрювання.

За умовами залягання і ступеня водонасичення товща четвертинних відкладень представлена алювіальним водоносним горизонтом і водоносним горизонтом в лесових породах.

Алювіальний водоносний горизонт широко поширений в долинах багатьох річок і балок. Водовміщуючі породи неоднорідні за літологічного складу. Представлені вони різнозернистими пісками, часто перешаровуються з глинами і суглинками, з включеннями гальки, гравію та великими уламковими матеріалами. Глибина залягання в заплавах змінюється від 0,1 до 10 м, в межах надзаплавних терас - від 0,5 до 40 - 50 м. Товща водоносного алювію в долинах дрібних річок і балок зазвичай не перевищує 2 - 3 м, іноді досягає 10 - 50 м. У долині р. Дніпро вона в деяких випадках збільшується до 30 - 40 м.

Зазвичай це ґрунтові води, які мають вільну поверхню. Невеликий напір (1 - 7 м) зафіксовано тільки в зниженнях, де на поверхні водоносного горизонту залягають водонепроникні суглинки.

Водоносність алювіальних відкладень непостійна. Дебіти свердловин в долинах дрібних річок змінюється від 0,001 до 0,5 л / с, збільшуючись в долинах великих до 2 - 4 л / с, рідше до 6 л / с. Великий водонасиченому відрізняється древній алювій, який представлений добре відсортованими грубозернистими гравелистими пісками значної товщини.

Води зазвичай гідрокарбонатно-сульфатні і сульфатно-гідрокарбонатні, з мінералізацією 1 - 2 г / л. У зв'язку з неглибоким заляганням і відсутністю витриманого водотриву, води часто піддаються забрудненню.

Водоносний горизонт в лесах і лесовидних суглинках виділяється на вододільних територіях. Їх водоносність пов'язана в основному з вертикальною макро пористістю і наявністю піщаних прошарків, які розвинені, головним чином, в нижній частині товщі. Дебіти колодязів і свердловин складають в середньому 0,1 л / с.

У зв'язку з невитриманою поширенням, слабкою водоотдачею, а місцями і поганою якістю, горизонт придатний тільки для водопостачання дрібних користувачів.

Регіональним водотривом в ґрунті водоносного горизонту лесових відкладень є товща червоно-бурих глин неоген-нижньочетвертинного віку, яка розмита тільки в долинах річок і глибоко врізаних балок.

Серед неогенового віку виділяють водоносні горизонти степового (понтичного) і сарматського ярусів і полтавської свити.

Сарматський водоносний горизонт, пов'язаний з вододільним простором, відрізняється невеликим поширенням і відносно високим водонасиченням. Відсутня в річкових долинах, де відкладення сармата розмиті.

Водовміщаючі породи представлені дрібно - і середньозернисті, місцями грубозернистими, промитими пісками, пісковиками і вапняками, які залягають на глибинах від 1 - 8 м на схилах річкових долин і балок до 40 - 70 м на високих ділянках. Потужність водоносного горизонту змінюється від 1 до 20 м.

Залежно від умов залягання зустрічаються напірні і безнапірні води, причому величина напору рідко перевищує 20 м. Водонасиченність сарматських відкладів змінна (дебіти свердловин змінюються від 0,1 до 2,0 л / с).

Хімічний склад підземних вод від сульфатно-гідрокарбонатно-кальцієвих до хлоридно-сульфатно-натрієвих. Їх мінералізація не перевищує 3 - 4 г / л.

Водоносний горизонт полтавської свити в межах території має обмежене поширення і в зв'язку з поганою водовіддачею товщі тонко- і дрібнозернистих

пісків і практичного значення не має. Дебіт свердловини в середньому не перевищує 1 - 2 л / с.

Водоносні горизонти пов'язані з харківським, київським і бучацьким горизонтами. На ділянках відсутності розділяючих їх водотривів (київських мергелів і бучацьких каолінових глин) ці горизонти гідравлічно пов'язані і утворюють єдиний водоносний горизонт.

Підземні води комплексу палеогенових відкладень пов'язані з тонко-і дрібнозернистими кварц-глауконітовими пісками харківського ярусу, в нижній частині товщі переходять в середньо- і грубозернисті піски з гравієм, галькою і прошарками пісковика; кварцовими пісками київського ярусу і бучакського тонко і дрібнозернистими глинистими пісками з прошарками глин.

Загальна товщина водовміщуючих відкладень палеогену складає, як правило, 13 - 50 м, якість вод в основному задовільна, підземні води гідрокарбонатно-кальцієві і гідрокарбонатно-сульфатні з мінералізацією до 1,0 - 1,4 г / л.

Бучакські водоносні піски залягають на кристалічних породах докембрію або продуктах їх вивітрювання. У місцях поширення водонепроникних порід водоносний горизонт має напір, величина якого не перевищує 40 м, іноді досягає 72 - 82 м. Дебіт свердловин змінюється від 0,01 до 15 л / с, найчастіше становить 1 - 2 л / с.

Завдяки неглибокому залягання, досить високою водонасиченому і хорошій якості підземні води палеогенових відкладень (переважно бучакського горизонту) використовуються для централізованого водопостачання.

Водоносний горизонт кори вивітрювання кристалічних порід представлений, головним чином, каолінізованими різновидами. На ділянках, які покриті піщаними відкладеннями палеогенового, неогенового і четвертинного віку, підземні води знаходяться в тісному гідравлічній зв'язку з водами кори вивітрювання.

Товща кори вивітрювання і її водонасиченому змінюється відповідно від 0 до 50 м і від 0,1 до 3,0 л / с.

Водоносний горизонт кори вивітрювання в більшості випадків безнапірний, величина напору в середньому 20 - 22 м. Зазвичай він гідравлічний пов'язаний з тріщини-жильними водами кристалічних порід, і тоді величина напору збільшується в деяких випадках до 30 - 32 м.

Глибина залягання водоносного горизонту не перевищує 20 - 30 м, але в окремих випадках може досягати 70 - 80 м і більше.

Води горизонту широко використовуються для сільського і міського водопостачання. Дебіт свердловин і колодязів змінюється в широких межах, в більшості випадків не перевищуючи 3 л / с.

Тріщинні води кристалічних порід не пов'язані з будь-яким окремим стратиграфічним комплексом, а утворюють загальний водоносний горизонт.

Глибина залягання тріщинних вод обумовлена рельєфом денної поверхні і гіпсометрією поверхні кристалічних порід. У долинах річок, де кристалічні породи перекриті невеликий товщею опадів або безпосередньо виходять на денну поверхню, водоносний горизонт залягає неглибоко: від 1 - 5 до 30 м. На вододілах і в зниженнях глибина залягання кристалічного фундаменту збільшується і змінюється від 10 до 140 м і більше.

Тріщини-жильні води слабо напірні, величина напору становить від 25 до 40 м. Водонасиченню кристалічних порід, в значній мірі, залежить від кліматичних і загально геологічних умов.

Умови поповнення і розвантаження підземних вод території знаходяться в безпосередній залежності від фізико-географічних і геолого-структурних особливостей території.

Основним джерелом поповнення запасів підземних вод є атмосферні опади. Поповнення водоносних горизонтів палеогенових відкладень відбувається як за рахунок атмосферних опадів, так і шляхом поповнення їх знизу напірними тріщини-жильними водами.

Режим підземних вод визначається в основному ландшафтно-кліматичними умовами району, і є переважно природними. В межах вододільних схилів і багатьох балок він характеризується динамічністю і величиною се-

зонних змін рівнів в межах від 0,1 до 0,6 м в степовій зоні, досягає в долинах річок 1,5 м.

1.4 Інженерно-геологічні явища і процеси

Розвиток фізико-географічних явищ і інженерно-геологічних процесів в досліджуваному районі обумовлено геолого-літологічних будовою територій, кліматичними умовами регіону та структурними особливостями рельєфу [1, 2].

Найбільш вираженими фізико-географічними явищами є розвиток ерозійних процесів, які сприяють формуванню глибоко розчленованих форм рельєфу. Формування яружно-балкової системи відбувається під дією процесів змиву і руслової ерозії.

Сприятливі умови для останньої створюються переважно короткочасними опадами зливого характеру, а з відносно глибоке розташування базису ерозії пов'язано з інтенсивний розмивом ґрунтів і глибокий вріз ерозійних форм.

Серед інших найбільш виражені зсувні процеси. Зсуви і обвали мас ґрунтів пов'язані з яружно-балковими структурами і з наявністю в підшві ґрунтової товщі лесовидних суглинків або пліоцен-нижньочетвертичних глин. Розвитку цих процесів сприяє також глибокий, до 10 - 15 м, урізання яру системи.

Особливо слід зупинитися на таких інженерно-геологічних процесах, як просадка ґрунтової товщі, представленої лесовидними суглинками. Наявність широкого розрізу (до 10 - 20 м) цих порід призводить до формування в межах слабо дренуючих ділянок, особливих, знижених форм рельєфу - «подів», з зниженнями в них від кількох до десяти - двадцяти сантиметрів, які в окремих випадках можуть служити локальними областями стоку.

Розвиток просідаючих ґрунтів необхідно враховувати при проектуванні ділянок різного роду будівель та споруд, та звертати особливу увагу на можливість замочування ґрунтів в основі фундаменту.

На основі візуальних досліджень ґрунтів в товщі четвертинних відкладень встановлено, що суглинки і глини часто перевідкладені, характеризуються сірими, темно-сірими кольорами, суглинки лесовидні легкі палево-жовтого і жовтого відтінку, макропористі, слабо пов'язані. Суглинки лесовидні середні - жовтого, буро-жовтого, коричневого відтінків, щільність їх збільшена, макропористість зменшена. Характерним для цих суглинків є ниткоподібна та жовно-подібна карбонатність, наявність залізисто-марганцевих включень і гіпсу.



КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

2 ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ФАКТОРІВ, ЩО ВИЗНАЧАЄ СТІЙКІСТЬ ЛЕСОВИХ СХИЛІВ В МЕЖАХ ГЛИБОКИХ ЯРУГ

Місто Дніпро розташоване по обидва береги річки Дніпро і займає територію близько 397 квадратних кілометрів. Його правобережна частина площею близько 18 тисяч гектарів характеризується високим рельєфом і ерозійною розчленованістю.

На цій території налічується 15 балок і більше 20 яруг загальною площею близько п'яти тисяч гектарів. Вони сильно розгалужені, глибина врізу досягає 30-40 і більше метрів. З давніх-давен балки та яруги служили природними стоками води і виконували функцію природного дренажу. В даний час у зв'язку з їх засипанням і забудовою без належної інженерної підготовки ця функція втрачена, що стало одним з факторів підвищення рівня ґрунтових вод.

На правобережжі переважають лесовидні суглинки та супіски. Водонесний горизонт в них ще в 40-х роках минулого століття не мав бути широко розповсюдженим. Тепер же, як наслідок інтенсивної господарської діяльності, в цих ґрунтах створений водонесний шар на глибині від 5 до 20 метрів. Іноді він виходить на поверхню землі.

Останнім часом, в умовах інтенсивного техногенного впливу, активізувалися небезпечні геологічні процеси на 45% міської території. Підтоплені ділянки з заляганням ґрунтових вод на глибині понад два метри становлять 6283 га або більше 18% загальної площі м. Дніпра [1, 2]. Ділянки з інтенсивним підйомом вод в інтервалі глибин до 10 метрів складають близько 2020 гектарів (6% площі міста). Загальна площа розвитку ерозійних процесів становить 6799 гектарів, в тому числі яружна ерозія 1400 гектарів.

Підйом рівня ґрунтових вод в умовах інтенсивної ерозії ґрунтів призводить до активізації обвальних-зсувних процесів. На території правобережжя р. Дніпро в межах міської забудови виявлено понад 130 небезпечних в цьому відношенні ділянок площею понад 1000 гектарів. З них найбільша - близько 250

гектарів - житловий масив Тополя (перший, другий і третій), Сокіл і схили балки Тунельної.

Виникнення зсувних явищ яружно-балочної системи правобережжя обумовлено природними особливостями території, серед яких можна виділити наступні:

- наявність високих і крутих схилів (зсуви частіше розвиваються на схилах висотою від 8-10 м, крутизна яких більше 5°);
- лесовий складу схилових відкладень і властиві їм фізико-механічні особливості (ослаблення міцності внаслідок зміни їх фізичного стану при зволоженні поверхневими або підземними водами, розвиток явищ просідання і повзучості);
- кліматичні особливості території (зливовий характер опадів, часта зима-ва відлига);
- наявність в основі лесового розрізу червоно-бурих глин, які є потенційною поверхнею ковзання.

Більше 90% виявлених зсувів глибоких яруг Дніпровського схилу спровоковані господарською діяльністю людини і лише 10% утворилися переважно під впливом природних факторів.

Основні причини утворення та активізації зсувних процесів на території розвитку лесових схилів, обумовлені господарською діяльністю людини. Серед них основними є:

- підрізування схилів балок і ярів при будівництві різних споруд;
- відсутність зливових систем і незадовільна організація поверхневого стоку;
- замочування схилу за рахунок втрат з водогінних комунікацій;
- неорганізована відсіпка ґрунтів, будівельного сміття, шлаку без інженерної підготовки території;
- неорганізований скид промислових стоків на схилах і в тальвеги балок і ярів;
- пригрузка схилів висотними будівлями і спорудами;

- динамічні вібрації автомобільних і залізничних магістралей.

Виділяються умовно два класи зсувів: глибокі і поверхневі.

Поверхневі зсуви (на відміну від глибоких) невеликі за розмірами (рідко більше 10 м) і характеризуються тим, що основний горизонт, який деформується, захоплює частину схилу, не досягаючи його основи.

Розвиваються вони на схилах крутизною 5-15 °, глибина деформації схилу не досягає регіональної поверхні ковзання. Виникнення зсувів пояснюється повною або частковою втратою первинної структури лесовидних суглинків та супісків внаслідок підвищення їх вологості. Зсув розрідженої маси відбувається під дією гравітаційних, а іноді і гідродинамічних сил.

У будівлях, побудованих на лесовидних суглинках, часто спостерігається розвиток тріщин в конструкціях. Це наслідок витоків з водогінних комунікацій: замочування з наступним висиханням. Для таких ґрунтів, враховуючи умови експлуатації будівель і споруд, павутина тріщин швидше правило, ніж виняток.

Близько 80% всіх господарських об'єктів міста побудовані на лесових ґрунтах, а частина з них в межах верхів'я та схилів глибоких яруг (рис.2.1, 2.2). Здатність лесових ґрунтів при замочуванні втрачати міцність привела до формування зсувних ділянок та просідань і, як результат, деформації будівель.

Всього лише на Правобережжі виявлено близько 600 будівель та споруд, порушених зсувними та просадними процесами, що знаходяться в аварійному стані.

Основними факторами розвитку зсувних процесів в лесових породах регіону є геоморфологічні і геолого-гідрологічні особливості території, техногенний вплив на геологічне середовище, при визначальній ролі в їх активізації зміни водного балансу в бік збільшення приходної і зменшення витратної його частини.

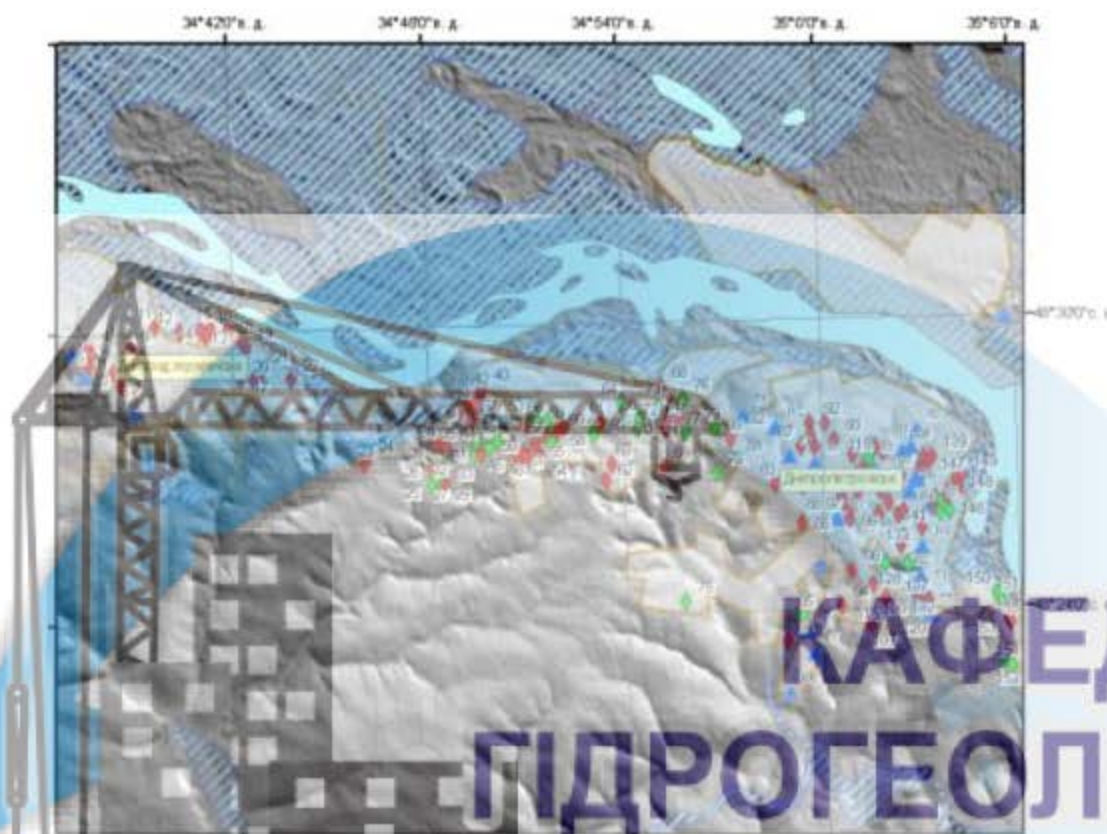


Рисунок 2.1 – Ділянки розвитку активних і відносно стабільних зсувів на території м. Дніпро

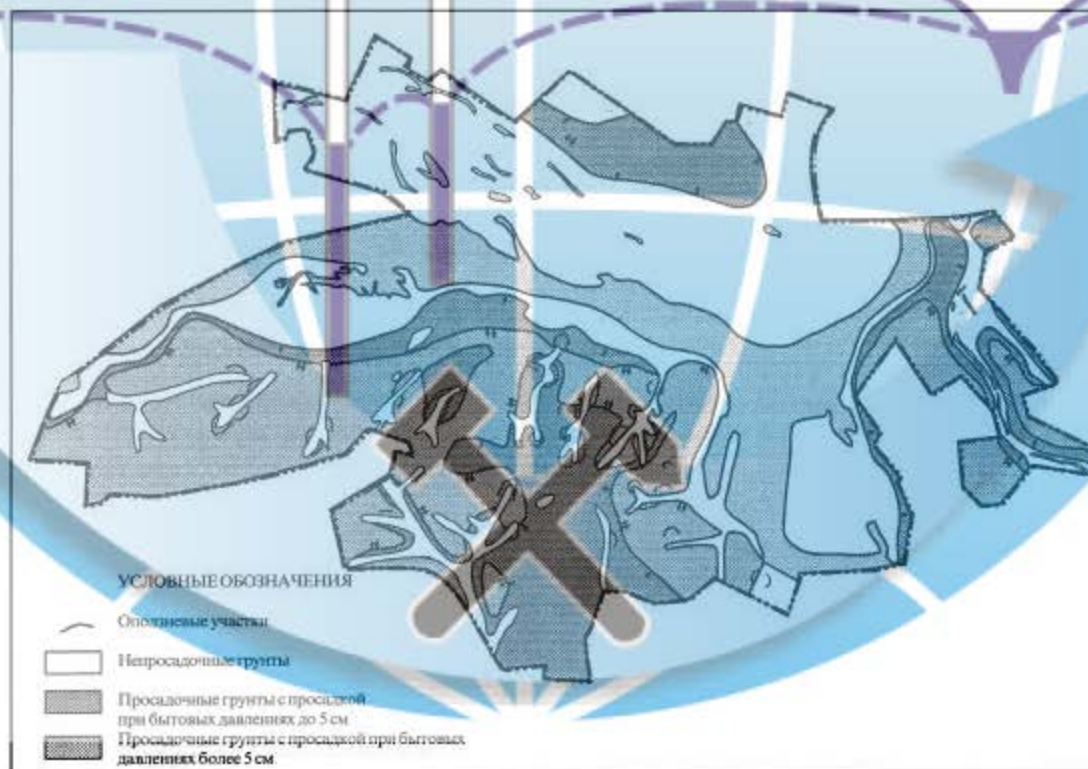


Рисунок 2.2 – Схематична карта розвитку зсувних ділянок і просідаючих ґрунтів на території м. Дніпро

3 ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ ДОСЛІДЖУВАНОВОГО СХИЛУ

Геологічний розріз досліджуваної території до глибини 40.0м представлений комплексом четвертинних еолово-делювіальних, елювіально-делювіальних та делювіальних відкладень, які з денної поверхні перекриті насипними ґрунтами і ґрунтово-рослинним шаром, а в дніщі балки розповсюджені утворення балкового делювію [12].

Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю одного безнапірного водоносного горизонту, приуроченого до четвертинних відкладень. Сталий рівень підземних вод зафіксовано: на ділянці існуючого 4-х поверхового будинку, що підлягає реконструкції, на глибинах 14.8-15.3м (абс.відм.137.28-139.62м) від існуючої денної поверхні, в межах схилу балки на глибинах 5.2-10.7м (119.89-131.33м), а в дніщі балки на глибині 1.1м (абс.відм.113.68м).

В межах досліджуваної території товща ґрунтів, яка може бути задіяна при проведенні розрахунків стійкості схилу, до глибин 28.0м (в верхній частині схилу) до 1.5-2.0м (в дніщі балки) за номенклатурними ознаками і властивостями, згідно ДСТУ Б В.2.1-2-96, розділена на 9-ть інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), у межах яких товща є статистично однорідною за складом й властивостями. Нумерація ІГЕ відповідає нумерації виділених шарів.

Окремі значення й статистичні параметри характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів (ІГЕ-1,2,2а,3,4,5,5а,6,7), приведені в таблиці 3.1 тексту.

З огляду на те, що насипні ґрунти (ІГЕ-1), ґрунтово-рослинні ґрунти (ІГЕ-2) представлені, в основному супісками, для яких супіски (ІГЕ-3) являються породоутворюючими, то при розрахунках вони об'єднані в один шар з супісками ІГЕ-3 (ІГЕ-1+2+3).

Нормативні та розрахункові показники складу й фізико-механічних властивостей балкового делювію (ІГЕ-2а) які представлені супісками, розповсю-

джені тільки в днищі балки, прийняті по аналогії з грунтами (ІГЕ-3) у водонасиченому стані.

При обчислюваннях використовувалися розрахункові характеристики фізико-механічних властивостей ґрунтів у природному й водонасиченому станах по першій граничній умові (по несучій здатності при довірчій ймовірності 0.95), які приведені в таблиці 1 тексту.

Фізичні, деформаційні і міцнісні характеристики ґрунтів прийняті за результатами лабораторних досліджень. Значення модуля деформації для розрахунків прийняті в інтервалі навантажень 0.1-0.2МПа – мінімальні величини.

Характеристики міцності ґрунтів отримані методом одноплощинного неконсолідованого недренованого зрізу у природному стані. ступенями тисків 0.1-0.2-0.3МПа (ІГЕ-3-7), та при повному водонасиченні ступенями тисків 0.05-0.10-0.15МПа (ІГЕ-3-5).

Нижче описані найбільш характерні особливості фізико-механічних властивостей ґрунтів [6, 8-10].

Супіски лесові ІГЕ-3. Число пластичності 0.05-0.07 (нормативне значення – 0.06), природна вологість змінюється від 0.05 до 0.10ч.од. (нормативне значення 0.07ч.од.) консистенція тверда (показник текучості <0).

Питома вага ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95) – в природному стані 15.04 кН/м³, в водонасиченому – 18.26 кН/м³.

Модуль загальної деформації для ґрунтів природної вологості становить 13.7МПа, за умови водонасичення ґрунту – 4.8МПа.

Характеристики міцності ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95): кут внутрішнього тертя 23⁰, питоме зчеплення 20.0кПа, при повному водонасиченні: кут внутрішнього тертя 17⁰, питоме зчеплення 7.0кПа.

Суглинки лесові ІГЕ-4. Число пластичності 0.11-0.13 (нормативне значення – 0.12), природна вологість змінюється від 0.14 до 0.19ч.од. (нормативне значення 0.17ч.од.) консистенція тверда (показник текучості <0).

Питома вага ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95) – в природному стані 16.42 кН/м³, в водонасиченому – 18.41 кН/м³.

Модуль загальної деформації для ґрунтів природної вологості становить 16.7МПа, за умови їх водонасичення – 8.1МПа.

Характеристики міцності ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95) при природній вологості: кут внутрішнього тертя 23° , питоме зчеплення 25.0кПа, при повному водонасиченні: кут внутрішнього тертя 16° , питоме зчеплення 18.0кПа.

Супіски лесові ІГЕ-5. Природна вологість 0.13-0.18ч.од. (нормативне значення 0.15ч.од.), число пластичності 0.05-0.07 (нормативне значення 0.06), консистенція тверда (показник текучості <0).

Питома вага ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95) – в природному стані 17.81 кН/м³, в водонасиченому – 19.13 кН/м³.

Модуль загальної деформації для ґрунтів природної вологості становить 15.9МПа, за умови їх водонасичення – 7.4МПа.

Характеристики міцності ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95) при природній вологості: кут внутрішнього тертя 23° , питоме зчеплення 21.0кПа, при повному водонасиченні: кут внутрішнього тертя 19° , питоме зчеплення 11.0кПа.

Супіски лесові ІГЕ-5а. Природна вологість 0.22-0.25ч.од. (нормативне значення 0.24ч.од.), число пластичності 0.06-0.07 (нормативне значення 0.06), консистенція пластична (показник текучості 0.57). Питома вага ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95) при природній вологості становить 18.61 кН/м³.

Модуль загальної деформації для ґрунтів природної вологості становить 7.4МПа.

Характеристики міцності ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95): кут внутрішнього тертя 19° , питоме зчеплення 11.0кПа.

Суглинки лесові ІГЕ-6. Природна вологість змінюється від 0.22 до 0.26ч.од. (нормативне значення 0.23ч.од.), число пластичності 0.12-0.13 (нормативне значення 0.13), консистенція напівтверда (показник текучості 0.15). Питома вага ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95) при природній вологості становить 19.28 кН/м³.

Супіски лесові ІГЕ-7. Число пластичності 0.06-0.07 (нормативне значення 0.07), природна вологість 0.23-0.25ч.од. (нормативне значення 0.24ч.од), консистенція пластична (показник текучості 0.63). Питома вага ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95) при природній вологості становить 19.41 кН/м³.

Модуль загальної деформації для ґрунтів природної вологості становить 13.3МПа.

Характеристики міцності ґрунту (при довірчій ймовірності 0.95): кут внутрішнього тертя 18⁰, питома зчеплення 9.0кПа.

Таблиця 3.1

Розрахункові показники фізико-механічних властивостей ґрунтів при довірчій імовірності $\alpha_I = 0.95$

Номер ІГЕ	Питома вага ґрунту, кН/М ³		Модуль деформації, Енпрпр./Еводн., МПа	Коефіцієнт Пуассона, ν	Зріз неконсолідований при природній вологості			Зріз неконсолідований у водонасиченому стані		
	природної вологості, $\gamma_{\text{ген.}}$	водонасиченому стані, $\gamma_{\text{вод.}}$			$G < 0.8$		$G > 0.8$			
					кут внутр. тертя ϕ , град	питоме зчеплення c , кПа	кут внутр. тертя ϕ , град	питоме зчеплення c , кПа		
1+2+3	15.04	18.26	$\frac{13.7}{4.8}$	0.30	23.0	20.0	17.0	7.0		
2a		18.26	4.8	0.30	-	-	17.0	7.0		
4	16.42	18.41	$\frac{16.7}{8.1}$	0.30	23.0	25.0	16.0	18.0		
5	17.81	19.13	$\frac{15.9}{7.4}$	0.30	23.0	21.0	19.0	11.0		
5a		18.61	7.4	0.30	-	-	19.0	11.0		
6		19.28	11.0	0.30	-	-	9.0	33.0		
7		19.41	13.3	0.30	-	-	18.0	9.0		

4 МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ СХИЛУ

4.1 Метод круглоциліндричних поверхонь



КАФЕДРА
ГІДРОГЕОЛОГІЇ
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

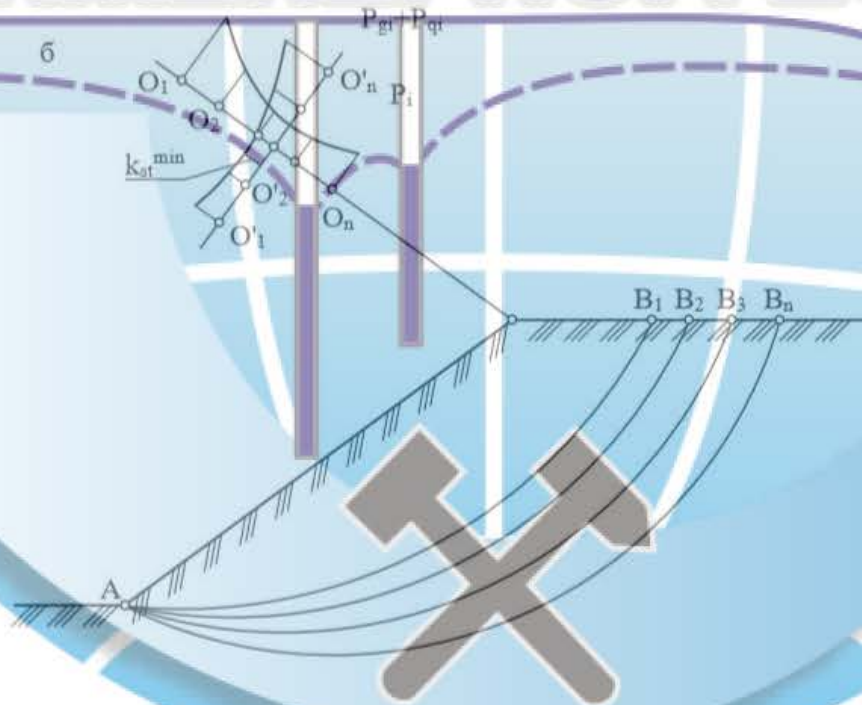


Рисунок. 4.1 – До розрахунку стійкості укосу з використанням методу круглоциліндричної поверхні ковзання

Метод круглоциліндричної поверхні ковзання для розрахунку стійкості укосів і схилів був уперше запропонований К. Петерсоном у 1916 р. (іноді його називають методом шведського геотехнічного товариства) [3]. Надалі він отримав розвиток у роботах багатьох учених, і на сьогоднішній день вживають декілька його модифікацій, одна з яких розглядається нижче.

Передбачається, що втрата стійкості укосу чи схилу (рис.4.1) може відбутися в результаті обертання відсіку ґрунтового масиву відносно деякого центра O .

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

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}}, \quad (4.1)$$

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

Для визначення моментів, що входять у формулу (4.1), відсік ґрунтового масиву розбивають вертикальними лініями на окремі елементи. Характер розбивки призначається з урахуванням неоднорідності ґрунту і профілю схилу так, щоб у межах відрізка дуги ковзання основи кожного i -го елемента міцносні характеристики ґрунту були постійними. Обчислюють сили, що діють на кожний елемент відсіку, тобто вага ґрунту в об'ємі i -го елемента P_{gi} і прикладене до його поверхні зовнішнє навантаження P_{qi} . Суму сил $P_{qi} + P_{gi}$ переносять по лінії їхньої дії і прикладають до основи елемента (точніше, до центра його підосви). Потім цю суму розкладають на складові – нормальну до підосви i -го елемента $N_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos(\alpha_i)$ і рівнобіжну підосві i -го елемента $T_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \sin(\alpha_i)$ сили. Далі з використанням формули (4.1) визначають утримуючі i -й відсік сили $T'_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos(\alpha_i) \cdot \text{tg}(\varphi_i) + c_i \ell_i$.

Момент зрушуючих відсік сил визначають за формулою

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

а момент утримуючих відсік сил – за формулою

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

При цьому коефіцієнт стійкості укосу (схилу) визначають за формулою (4.2):

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}} = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^n T'_i}{r \cdot \sum_{i=1}^n T_i} = \frac{\sum_{i=1}^n [(P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \ell_i]}{\sum_{i=1}^n (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \sin \alpha_i}, \quad (4.2)$$

де K_{st} – коефіцієнт стійкості; M_{st} і M_{sa} – відповідно утримуючий і зрушуючий моменти; $\sum_{i=1}^n T'_i$ і $\sum_{i=1}^n T_i$ – відповідно суми утримуючих і зрушуючих сил; r – радіус поверхні ковзання (тобто відстань від точки O до поверхні ковзання);

$P_{qi} + P_{gi}$ – сума вертикальних сил – ваги i -го елемента P_{gi} і прикладеної до його поверхні рівнодіючої зовнішніх сил P_{qi} ; α_i – кут нахилу підосви i -го елемента до горизонту; $\ell_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$ – довжина підосви i -го елемента; b_i – ширина i -го елемента; c_i і φ_i – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя по підосві i -го елемента; n – кількість елементів, на які розбитий відсік.

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

Тому при виконанні практичних розрахунків роблять так:

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

– для відповідних цим центрам обертання поверхням ковзання будують епюру значень цих коефіцієнтів (рис.4.1);

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

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

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

$$K_{st,min} \leq K_{st}^H, \quad (4.3)$$

де K_{st}^H – значення нормативного коефіцієнта стійкості. Виконання зазначених розрахунків "вручну" дуже трудомістке, і тому їх виконують на ЕОМ.

4.2 Розрахунок стійкості зсувного схилу по зафіксованій поверхні ковзання

Найбільш прийнятним є розрахунок стійкості схилу по зафіксованій поверхні ковзання при проектуванні протизсувних споруд. Для визначення коефіцієнта стійкості по методу, розробленому проф. Г.М. Шахуняцем [3], необхідно розбити масив на ряд відсіків так, щоб в межах окремих відсіків поверхня

ковзання була плоскою і проходила по фіксованій поверхні щільніших непорушених ґрунтів (рис. 4.2). Ширина відсіків не повинна перевищувати 5-6 м.



Рисунок 4.2. - Схема дії сил при визначенні зсувного тиску

Позначення основних величин

H - висота схилу по вертикалі;

σ - ширина зсувного тіла в площині, перпендикулярній кресленню;

a_i - довжина відсіку по горизонталі в площині креслення;

l_i - довжина підосви відсіку;

α_i - кут нахилу підосви відсіку до горизонту;

h_{cp_i} - середня товщина ґрунту, що обповзав, у відсіку;

i - номер відсіку;

P_i - повна вага одного відсіку з урахуванням зовнішнього навантаження;

c_i, φ_i - питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя ґрунту в рівні по-

дошви відсіку (по поверхні ковзання);

$j_i = a_i \cdot h_i \cdot \gamma_w \sin \beta_i$ - фільтраційна сила, де $\beta_i = i_i$ - гідравлічний градієнт, тобто падіння натиску на одиницю довжини потоку води;

β_i - ухил кривої депресії;

γ_w - об'ємна вага води;

h_i - середня висота водонасиченої частини відсіку;

Q_{ci} - сейсмічна сила, $= \mu P_i$ де μ - коефіцієнт динамічної сейсмічності;

$N_i = P_i \cos \alpha_i$ - нормальна складова ваги відсіку;

$Q_i = P_i \sin \alpha_i$ - зрушуюча сила (дотична складова ваги відсіку);

$T_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_i$ - сила тертя;

$C_i = c_i l_i$ - сила зчеплення (при $v = 1$);

$R_i = T_i + C_i = P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i$ - сумарна утримуюча дотична сила;

$F_i = Q_i + Q_{ci} + j_i = P_i \sin \alpha_i + \mu P_i + a_i h_i \gamma_w \sin \beta_i$ - сумарна зрушуюча сила.

Усі зовнішні сили, а саме власну вагу ґрунту в об'ємі відсіку і навантаження, прикладене до поверхні відсіку, приводимо до однієї рівнодійною P_i .

Позначимо зрушуючі сили, спрямовані у бік ковзання: Q_i - дотична складова ваги ґрунтів відсіку і поверхневого навантаження; Q_{ci} - сейсмічна сила; j - фільтраційна сила, а що утримують схил від ковзання: C_i - сила зчеплення; T_i - сила тертя, то кінцева формула коефіцієнта стійкості набирає вигляду:

$$K_y^\phi = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} (P_i \sin \alpha_i + Q_{ci} + j_i)} \quad (4.4)$$

При розрахунках стійкості схилів набуває мінімального значення коефіцієнта стійкості.

Для будь-яких відсіків визначається зсувний тиск E_L , величина якого потрібна для проектування протизсувних конструкцій. Кінцева формула E_{on} по методу проф. Шахунянца має вигляд:

Крім того, необхідно знати значення коефіцієнта стійкості зміцнюваного схилу K_y^3 , на яке множиться значення зрушуючих сил при обчисленні зсувного тиску.

У своїх роботах проф. Н.Н. Маслов вказує на можливість обмежуватися лише невеликими значеннями, оскільки конструкції глибокого закладення розраховуються на увесь розмір зрушуючих сил ($1,05 < K_y^3 < 1,1$).

Викладений спосіб дозволяє встановити відсік (за профілем), де найдоцільніше розташувати протизсувні споруди (у місцях найменших E_I і не дуже великій потужності зсувної товщі).

Викладений спосіб дозволяє встановити відсік (за профілем), де найдоцільніше розташувати споруди (у місцях найменших E_I і не дуже великій потужності зсувної товщі).

4.3 Оцінка стійкості схилу методом геомеханічного моделювання

Процедура чисельного рішення в методі кінцевих елементів ґрунтується на передумові силової взаємодії між елементами модельованої області тільки в вузлових точках. При цьому умова суцільності середовища задовольняється нерозривністю вузлових зв'язків між елементами.

У структурній основі чисельного алгоритму лежить матриця жорсткості системи, яка формується з матриць жорсткості елементів і зв'язує собою в системі лінійних рівнянь відомі вузлові сили і невідомі вузлові переміщення.

Результатом чисельного рішення є встановлення переміщень вузлів моделі виходячи із заданих вузлових сил, які визначаються зовнішнім навантаженням і власною вагою елементів моделі (контурні та об'ємні сили). За встановленими значеннями переміщень розраховуються осьові і головні деформації і відповідні їм напруги.

Врахування граничного стану модельованого масиву і реалізація пластичної течії в області поза межних деформацій в чисельній моделі базується на методі початкових напружень, який полягає в наступному.

Чисельне рішення досягається при спочатку заданих пружних властивостях середовища і постійній матриці жорсткості системи.

В умовах плоскої деформації при напруженнях, що виникають в середовищі і не перевищують заданого граничного рівня, зв'язок між напруженнями і деформаціями описується законом Гука:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E_n (\varepsilon_1 + \nu_n \varepsilon_3) / (1 - \nu_n^2) \\ \sigma_3 &= E_n (\varepsilon_3 + \nu_n \varepsilon_1) / (1 - \nu_n^2) \end{aligned} \right\}, \quad (4.5)$$

де σ_1 і σ_3 – відповідно найбільше та найменше головні напруження; $E_n = E / (1 - \nu^2)$, $\nu_n = \nu / (1 - \nu)$ – "плоскі" аналоги відповідно модуля деформації E і коефіцієнта Пуассона ν .

В області розтягування граничні деформації обмежуються міцністю на розтягнення T ($T < 0$):

$$\sigma_3 = T, \quad (4.6)$$

а в області стиснення – критерієм Кулона-Мора:

$$\sigma_1 = S + \sigma_3 \operatorname{Ctg} \varphi, \quad (4.7)$$

де $S = 2CC \operatorname{tg} (45 - \varphi / 2)$, $\operatorname{Ctg} \varphi = (1 + \operatorname{Sin} \varphi) / (1 - \operatorname{Sin} \varphi)$, C і φ – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя.

При виході деформованого стану елемента середовища на межу зони пружності напруження в елементі контролюються рівняннями стану, які на ділянці поза межних деформацій визначаються щодо головних теоретичних напружень σ_1^T і σ_3^T :

$$\sigma_3^T = [E_n (\varepsilon_1 + \varepsilon_3) + S(\nu_n - 1)] / (1 - \nu_n \operatorname{Ctg} \beta + \operatorname{Ctg} \beta - \nu_n), \quad (4.8)$$

$$\sigma_1^T = S + \operatorname{Ctg} \psi \sigma_3^T. \quad (4.9)$$

Кут β в рівнянні (4.8) визначає закон пластичної течії: при значенні β , встановленому для моделі рівним ψ , течія є асоційованою, що дозволяє врахувати розпушення порід в області поза межних деформацій.

Величини головних напружень σ_1^T і σ_3^T являють собою відповідність досягнутому рівню деформацій теоретичні напруження, до яких наближається чисельне рішення на i -му кроці ітераційного процесу.

Крім того, модель та її програмна реалізація передбачають можливість дослідження областей розривів, які фіксуються на ділянках деформацій розтягання виходячи з аналізу за умовою (4.6).

Реалізований спільно з методом кінцевих елементів метод зниження параметрів міцності при оцінці запасу стійкості породного масиву забезпечує можливість одночасного визначення положення поверхонь ковзання і коефіцієнта стійкості при відсутності будь-яких обмежень щодо геометрії механізму руйнування.

Згідно методу, що використовується, розрахунковий коефіцієнт запасу стійкості $K_{ст}$ знаходиться із відношення максимально можливої міцності ґрунту $\tau_{гран}$ до мінімального значення, необхідного для забезпечення рівноваги $\tau_{дйсн}$:

$$K_y = \frac{\tau_{гран}}{\tau_{дйсн}}. \quad (4.10)$$

Якщо формулу (2.6) представити у вигляді стандартної умови Кулона, то вона набуде наступного вигляду:

$$K_{ст} = \frac{\sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + C}{\sigma_n + \operatorname{tg} \varphi_r + C_r}, \quad (4.11)$$

де C і φ – вихідні параметри міцності: відповідно питоме щеплення і кут внутрішнього тертя; σ_n – фактичне нормальне напруження; C_r і φ_r – параметри міцності, знижені в ході розрахунку до мінімальних значень, достатніх для підтримки рівноваги.

У розрахунковій схемі методу зниження міцності прогноз руйнування здійснюється шляхом одночасного зниження обох показників зсувної міцності:

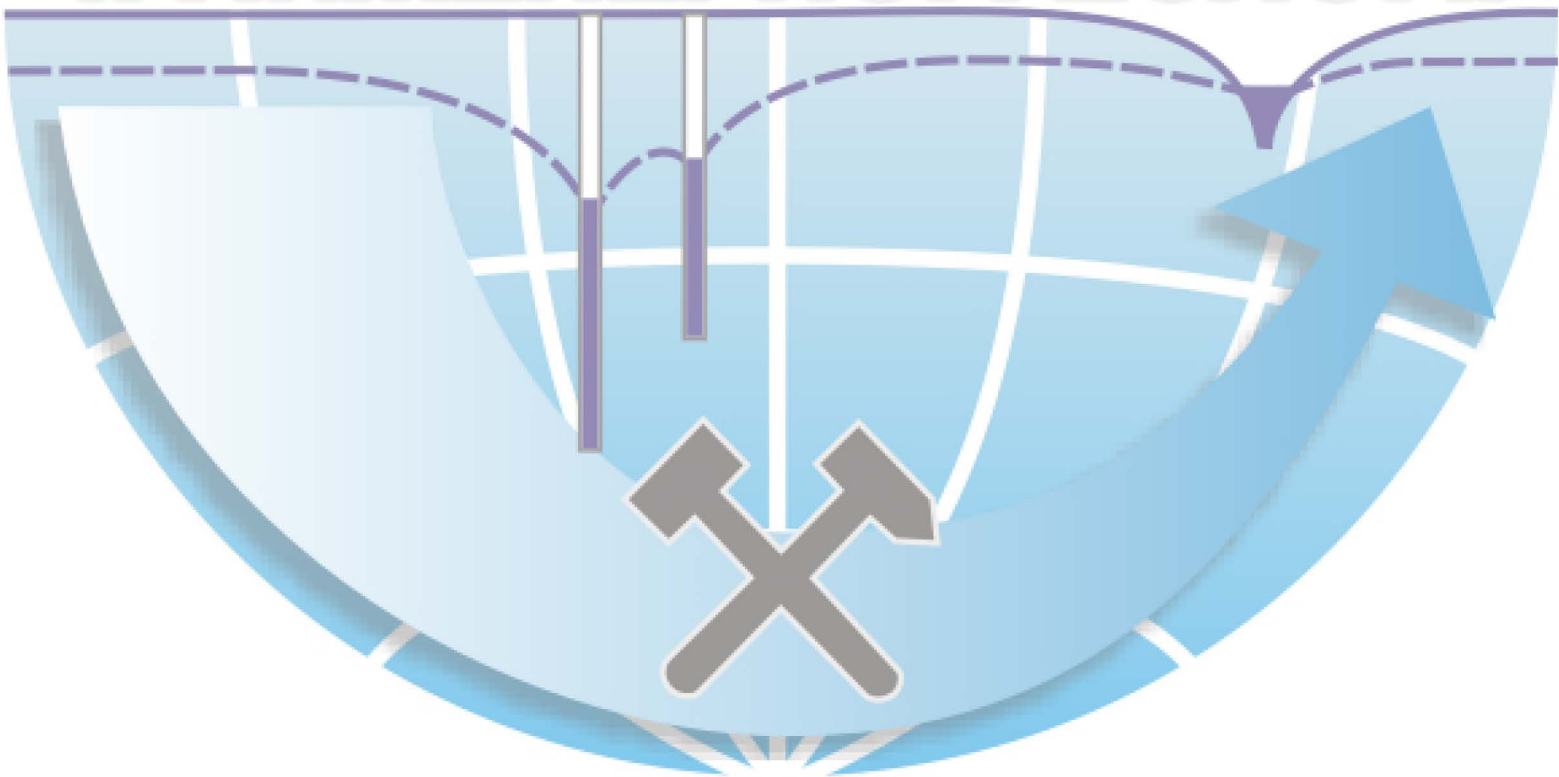
$$C_r = \frac{C}{K_y}, \quad (4.12)$$

$$\varphi_r = \frac{\varphi}{K_y}, \quad (4.13)$$

де K_y – коефіцієнт зниження міцності, відповідний коефіцієнту стійкості в момент руйнування.

Істотною перевагою використання даного методу є його єдність з іншими можливостями чисельного моделювання. Ця обставина дозволяє прийняти до уваги понижені частини схилів при розрахунку стійкості на слабких ґрунтах з урахуванням процесів їх можливої консолідації і зміцнення, а також виконувати розрахунок стійкості з урахуванням надлишкового порового тиску, що формує "відпір" в центральній частині схилів і сприяє зниженню їх стійкості.

КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ



5 РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ СТІЙКОСТІ СХИЛУ

Геоморфологічна приуроченість лівого схилу балки, його геологічні й гідрогеологічні особливості, техногенні фактори такі як: терасування схилу, підтікання води з боку забудови (витоки води з підземних водогінних мереж) та обводнювання ґрунтів схилу, можуть привести до прояву зсувних процесів.

Для кількісної оцінки стійкості лівого схилу балки Тунельної у межах досліджуваної території виконані розрахунки його стійкості; розрахунковий профіль – від верхньої ділянки схилу до днища балки, побудовано у співвідношенні вертикального й горизонтального масштабів (один до одного): 1:200 і 1:200.

Розрахунки стійкості схилу виконані трьома методами:

- 1) методом круглоциліндричної поверхні (метод Чугаєва) по передбачуваній площині ковзання;
- 2) методом рівностійкого укусу по передбачуваній площині ковзання;
- 3) методом кінцевих елементів (МКЕ).

Умови проведення розрахунків схилу:

- а) існуючий рельєф досліджуваного схилу без навантаження від проектованої забудови в природному стані ґрунтів та при їх екстремальному замочуванні аварійними і постійними витокami з підземних водовмісних комунікацій з глибини 2.0м від денної поверхні (глибина залягання підземних комунікацій);
- б) існуючий рельєф досліджуваного схилу з навантаженнями від перспективної проектованої забудови (три концепти 1-3) – 9 поверхів – 300кН/м², 16 поверхів – 400кН/м², 20 поверхів – 500кН/м².

Розрахунки виконані для ґрунтів у природному стані та при їх екстремальному замочуванні аварійними і постійними витокami з підземних водовмісних комунікацій з глибини 2.0м від денної поверхні - глибина залягання підземних комунікацій.

В залежності від геологічної будови досліджуваного схилу, гідрогеологічних умов і характеру проєктованих навантажень вибрано такі площини ковзання:

- площина №3 – крута частина схилу по товщі лесових ґрунтів (ПГЕ-1-5,5а,б) і по рівню підземних вод - на профілі показано фіолетовим кольором;
- площина №4 – весь схил від Запорізького шосе до днища балки по товщі лесових ґрунтів (ПГЕ-1-5,5а) і по рівню підземних вод - на профілі показано зеленим кольором.

Розрахунки методом кінцевих елементів (МКЕ) проведені по всій довжині профілю від верхньої частини схилу до днища балки по товщі лесових ґрунтів (ПГЕ-1-5,5а,б,7).

В якості критерію оцінки ступеня стійкості схилу, використовується кількісний показник - коефіцієнт стійкості K_{st} . (коефіцієнт запасу стійкості), який визначається зі співвідношення утримуючих сил до зсувних.

Метою розрахунків є перевірка, при найбільш несприятливих умовах, можливості виникнення в ґрунтовому масиві граничного стану по втраті стійкості на зрушення.

По результатам проведених розрахунків стійкості, досліджувана ділянка схилу, у при-родних умовах і при повному водонасиченні ґрунтів та при умові додаткового навантаження 200кН/м^2 , 300кН/м^2 , 400кН/м^2 та 500кН/м^2 , буде знаходитися в таких станах:

- по площині ковзання №3 - при природному стані ґрунтів – $K_{st} = 1.64$; при повному водонасиченні ґрунтів - $K_{st} = 1.06$.

Розрахунки схилу, виконані з врахуванням додаткового навантаження від перспективної забудови:

- 300кН/м^2 - в природному стані $K_{st} = 1.46$, в водонасиченому - 0.98 ;
- 400кН/м^2 - в природному стані $K_{st} = 1.45$, в водонасиченому - 0.97 ;
- 500кН/м^2 - в природному стані $K_{st} = 1.44$, в водонасиченому - 0.96 .

У природному стані без навантаження та при додатковому навантаженні 300кН/м^2 , 400кН/м^2 , 500кН/м^2 – схил перебуває в стійкому стані, також і при по-

вному водонасиченні ґрунтів без додаткового навантаження схил знаходиться у стійкому стані, а при додатковому навантаженні 300кН/м^2 , 400кН/м^2 , 500кН/м^2 і водонасиченні схил набуває нестійкого стану.

- по площині ковзання №4 - при природному стані ґрунтів - $K_{st} = 3.72$; при повному водонасиченні - $K_{st} = 3.47$ – схил перебуває в стійкому стані. З додатковим навантаженням від перспективної забудови: 300кН/м^2 в природному та водонасиченому станах, відповідно - $K_{st} = 2.99$ та $K_{st} = 2.92$; з навантаженням 400кН/м^2 , відповідно – $K_{st} = 2.91$ та $K_{st} = 2.86$; з навантаженням 500кН/м^2 відповідно – $K_{st} = 2.85$ та $K_{st} = 2.81$. За виконаними розрахунками по площині ковзання №4, в різних станах схил стійкий.

По профілю від верхів'я балки до її дна виконані розрахунки методом кінцевих елементів (МКЕ).

Істотною перевагою використання даного методу є його єдність з іншими можливостями чисельного моделювання. Ця обставина дозволяє прийняти до уваги понижені частини схилів при розрахунку стійкості на слабких ґрунтах з урахуванням процесів їх можливої консолідації і зміцнення, а також виконувати розрахунок стійкості з урахуванням надлишкового порового тиску, що формує "відпір" в центральній частині схилів і сприяє зниженню їх стійкості.

Чисельна модель ґрунтового масиву представляє собою кінцево-елементну апроксимацію ділянки інженерно-геологічних вишукувань, що розташована в верхів'ї балки Тунельна. Розбиття ґрунтової товщі мережею кінцевих елементів виконано згідно геолого-літологічній будові модельованого масиву в напрямку проектованої в майбутньому забудови і нараховує 7 типів елементів відповідно до фізико-механічних властивостей літологічних різниць ґрунтової товщі. Значення останніх отримані за даними інженерно-геологічних досліджень.

Розміри моделі відповідно до розрахункового профілю визначені з умов мінімізації впливу їх контурів на напружено-деформований стан модельованого масиву і охоплюють

ділянку протяжністю 245.0м при потужності ґрунтової товщі від 10.0м у районі днища балки до 40.0м у межах вододільної ділянки (рис.1). Для забезпечення просторової визначеності модельованої області на бічних границях моделі по горизонталі та її нижньому контурі задані нульові переміщення, а силова взаємодія між елементами моделі визначалася гравітаційними (об'ємними) силами в ґрунтовій товщі.

Основними параметрами, які визначають стан модельованого масиву і його поведінку в умовах пружно-пластичної деформації, є питома вага γ , модуль деформації E , коефіцієнт Пуассона ν , питома зчеплення C і кут внутрішнього тертя ϕ . Значення деформаційних характеристик і характеристик міцності літологічних різниць в чисельній моделі прийняті за результатами лабораторних визначень (таблиця 1 тексту).

КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

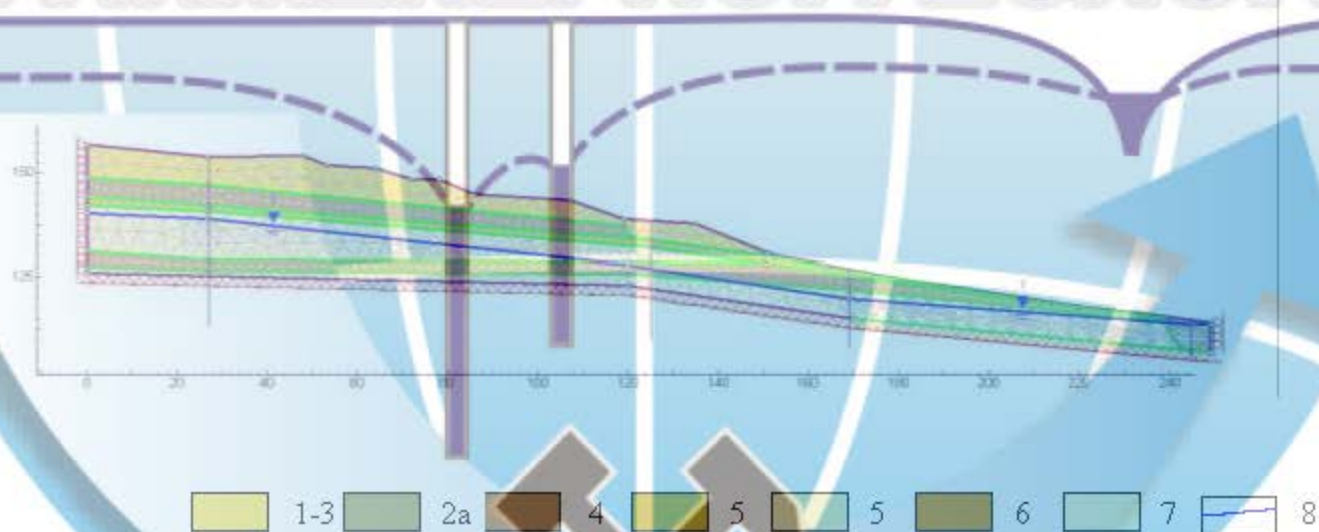


Рисунок 5.1 – Розрахункова схематизація ґрунтового масиву в межах верхів'я лівого схилу балки Тунельна, профіль Б-Б: №1 - ПГЕ-1-3 – насипні ґрунти, ґрунтово-рослинний шар, сугіски лесові; №2 - ПГЕ-2а – балковий делловий (сугіски та суглинки); №№3,6 - ПГЕ-4,6 – суглинки лесові; №№5,7- ПГЕ-5,7 – сугіски лесові; №8 – положення рівня ґрунтових вод на грудень 2019 р.

При аналізі виконаних розрахунків гідрогеомеханічної стійкості схилу в межах лівого борту верхів'я балки Тунельна встановлено, що напружено-деформований стан ґрунтового масиву визначається його геометричними розмірами, кутом закладенням укосів уступів, положенням дзеркала ґрунтових вод та розподілом деформаційних характеристик і характеристик міцності літологічних різностей ґрунтів.

На рис.5.2-5.3 показано характер деформування ділянки схилу балки Тунельна при існуючому положенні рівня ґрунтових вод (станом на грудень 2019р.) і при ймовірному максимально високому положенню рівня ґрунтових вод без додаткового навантаження на схил.

КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

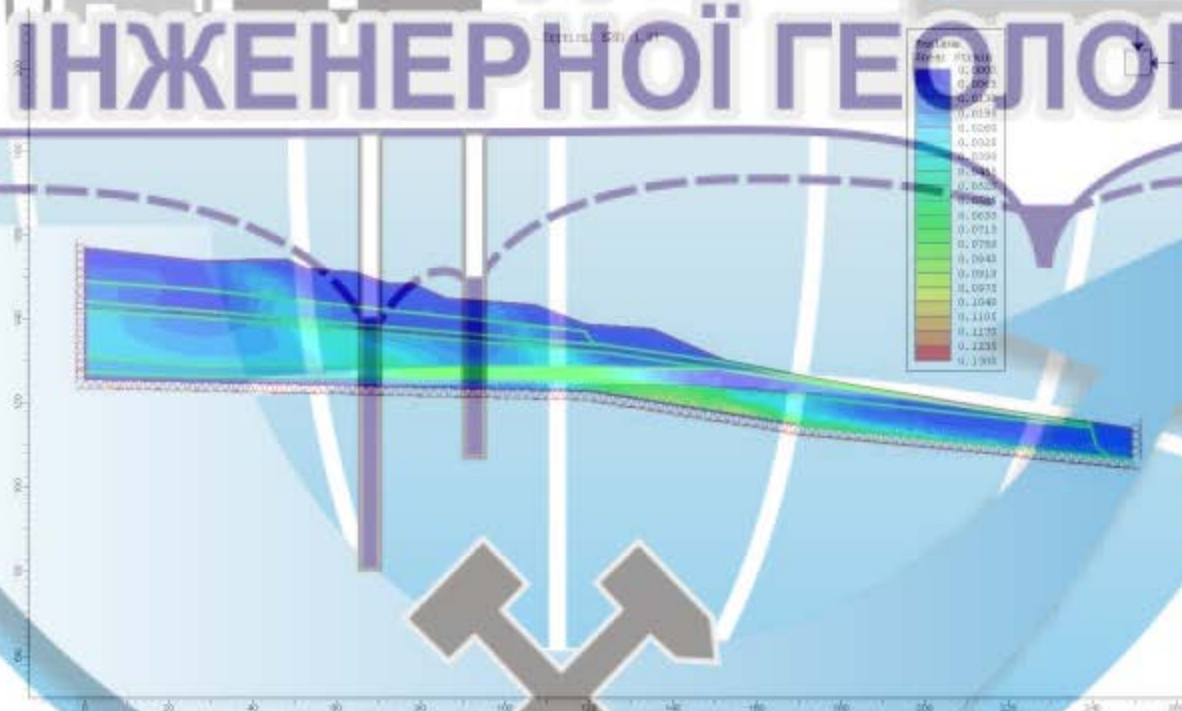


Рисунок 5.2 – Характер деформування ґрунтового масиву: існуюче положення рівня ґрунтових вод (станом на грудень 2019р.), коефіцієнт запасу стійкості

$$K_{st} = 1.97.$$



Рисунок 5.3 – Характер деформування ґрунтового масиву: при максимально прогнозованому високому положенню рівня ґрунтових вод, коефіцієнт запасу стійкості $K_{st} = 1.58$.

Отримані за результатами моделювання значення коефіцієнта стійкості K_{st} (SRF) на ділянці профілю Б-Б свідчать про наявність достатнього запасу стійкості ($K_{st}=1.97$ і 1.58) схилу при різному положенню рівня ґрунтових вод без додаткового навантаження на нього.

Подальше моделювання стійкості ґрунтового схилу в межах досліджуваної ділянки виконано для трьох концептів (варіантів) перспективної забудови: при додаткових навантаженнях на денну поверхню схилу, відповідно: 300 кН/м^2 , 400 кН/м^2 і 500 кН/м^2 .

Згідно розрахункової схеми розташування будівель по всім концептам передбачається в середній частині схилу, на відстані близько 80 м від лінії вододілу (район Запорізького шосе).

Виконані розрахунки геомеханічної стійкості схилу показують залежність їх напружено-деформованого стану в межах ділянки майбутньої забудови за всіма концептами від величини навантаження. Від цього також залежить і роз-

поділ деформаційних характеристик та характеристик міцності ґрунтів у вертикальному розрізі.

Приведені на рис. 5.4-5.6 отримані за результатами моделювання значення коефіцієнтів запасу стійкості K_{st} (SRF) у відповідності до проєктованих концептів забудови і прогнозованого максимального обводнювання схилу свідчать про зниження геомеханічної стійкості ґрунтових масивів нижче критично допустимої (K_{st} (SRF) < 1.0).

Можливе формування площин ковзання приходить на низову частину схилу нижньої штучної тераси (рис.5.7). Величини загальних деформаційних переміщень ґрунтових мас в місцях формування навантажень від проєктованих споруд досягають від перших міліметрів до десятків сантиметрів.

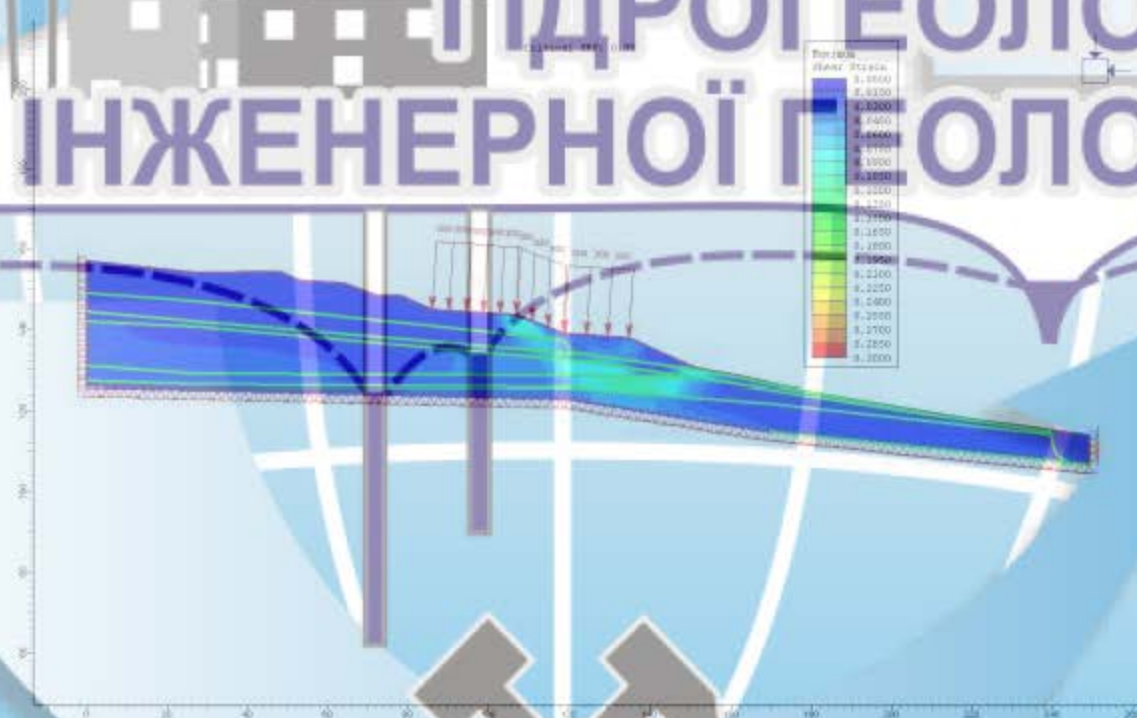


Рисунок 5.4 – Характер зсувного деформування ґрунтового укосу в межах ділянки проєктованої забудови (концепт 1): прогнозне максимальне обводнювання схилу, коефіцієнт запасу стійкості $K_{st} = 0.98$.

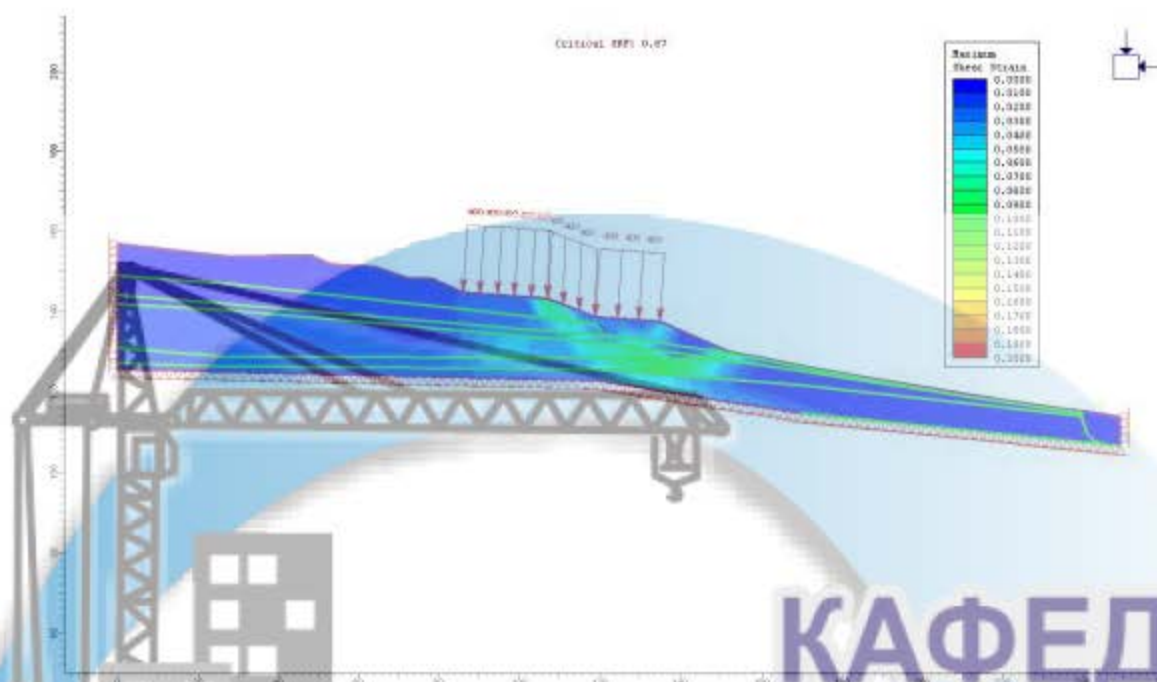


Рисунок 5.5 – Характер зсувного деформування ґрунтового укосу в межах ділянки проектованої забудови (концепт 2): прогнозне максимальне обводнювання схилу, коефіцієнт запасу стійкості $K_{st}=0.87$.

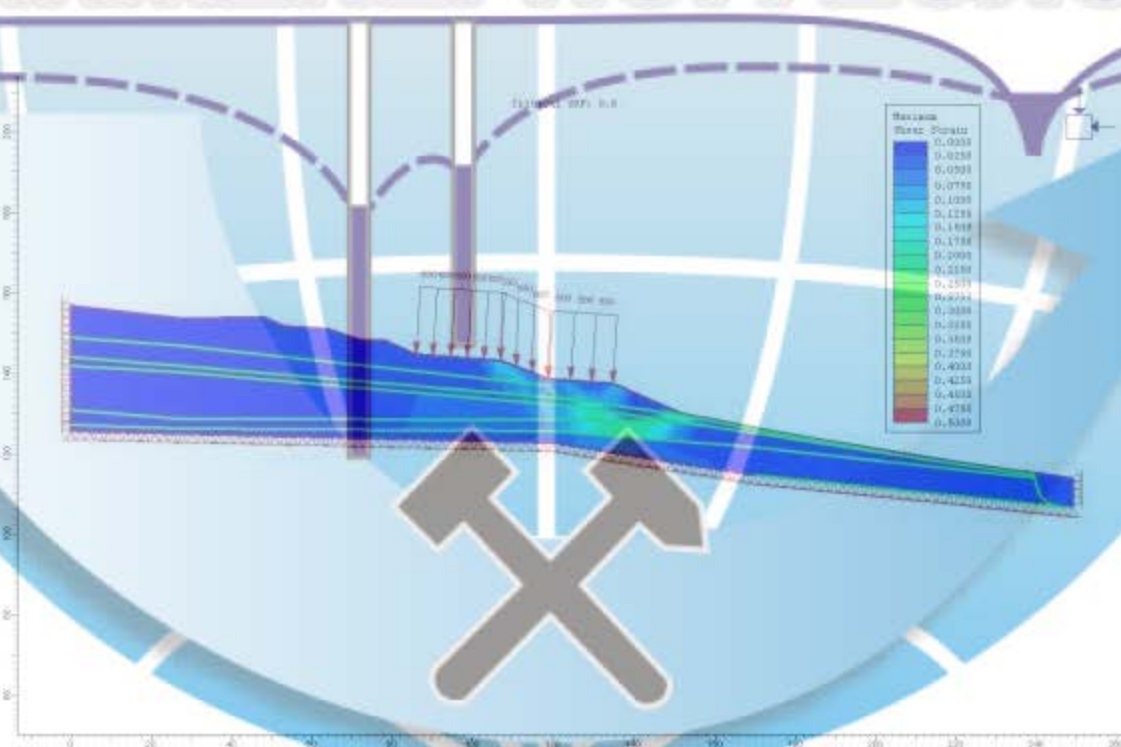


Рисунок 5. 6 – Характер зсувного деформування ґрунтового укосу в межах ділянки проектованої забудови (концепт 3): прогнозне максимальне обводнювання схилу, коефіцієнт запасу стійкості $K_{st}=0.80$.

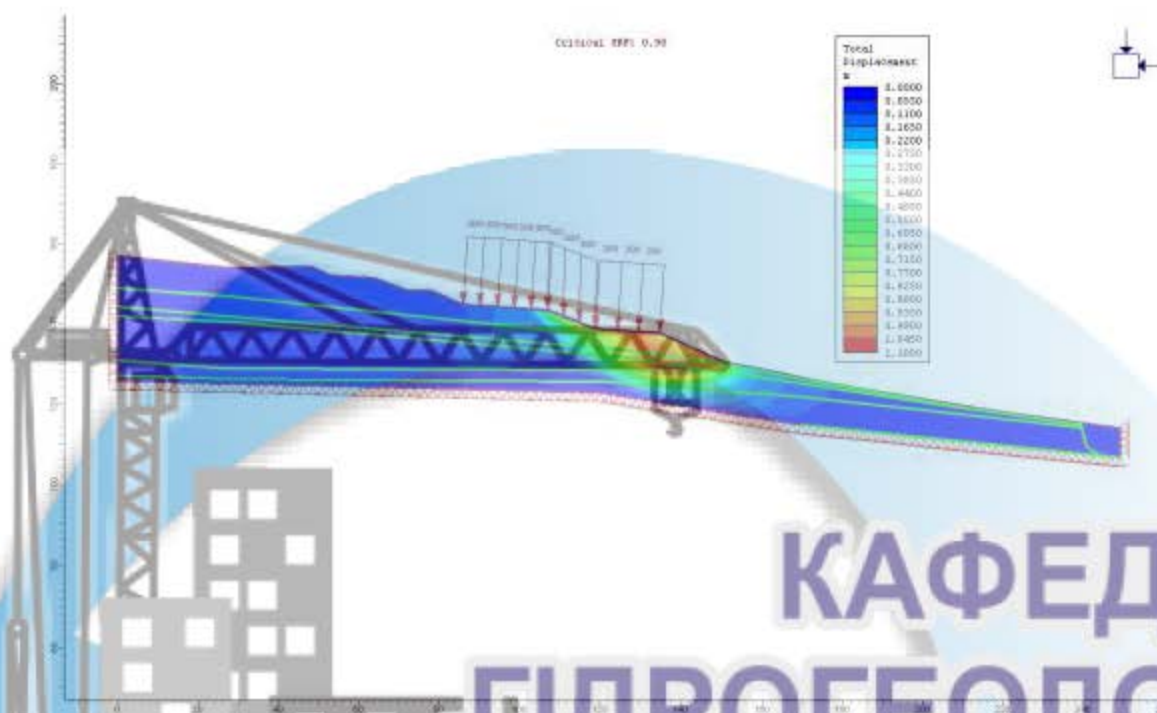


Рисунок 5.7 – Величини загальних деформаційних переміщень ґрунтових мас в місцях формування навантажень від проєктованих споруд ($P=300\text{кН/м}^2$), існуюче положення рівня ґрунтових вод (станом на грудень 2019 р.).

Результати розрахунків стійкості досліджуваного схилу по вибраним розрахунковим профілям отримані за різними методами розрахунків приведені в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1

Результати розрахунків стійкості схилу

Номер площини ковзання на профілі	Метод розрахунку	Коефіцієнт стійкості, K_{st}									
		без врахування навантаження		з врахуванням навантаження від перспективної забудови							
		у природному стані	у водонасиченому стані	200кН/м ²		300кН/м ²		400кН/м ²		500кН/м ²	
		у природному стані	у водонасиченому стані	у природному стані	у водонасиченому стані	у природному стані	у водонасиченому стані	у природному стані	у водонасиченому стані	у природному стані	у водонасиченому стані
№3	Метод Чугаєва (по крутлоциліндричній поверхні ковзання)	1.64	1.06	-	-	1.46	0.98	1.45	0.97	1.44	0.96
№4	Метод проф. Г.М. Шахуляка (по зафіксованій поверхні ковзання)	3.72	3.47	-	-	2.99	2.92	2.91	2.86	2.85	2.81
Весь профіль	метод кішчевих елементів (МКЕ)	1.97	1.58	-	-	-	0.98	-	0.87	-	0.80

6 ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНИ ВОДОПРИТОКУ ТА ВЕЛИЧИНИ ЗНИЖЕННЯ РІВНЯ В МАСИВІ ЛЕСОВИХ ПОРІД ПРИ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАХИСТНОЇ ГОРИЗОНТАЛЬНОЇ ДРЕНИ

Недостатня ефективність роботи вертикального досконалого дренажу в масиві лесових порід, в зв'язку з низькими водно – колекторними властивостями четвертинного ґрунтового водоносного горизонту, ставить за необхідне передбачити та розрахувати можливість застосування горизонтальної дрени, або її каскаду (за необхідності декілька черг). [4, 5, 11]. Невелика потужність до 8 м водоносного горизонту технічно дозволяє спорудження горизонтального дренажу на деякій відстані від дамби шламосховища (рис 6.1).

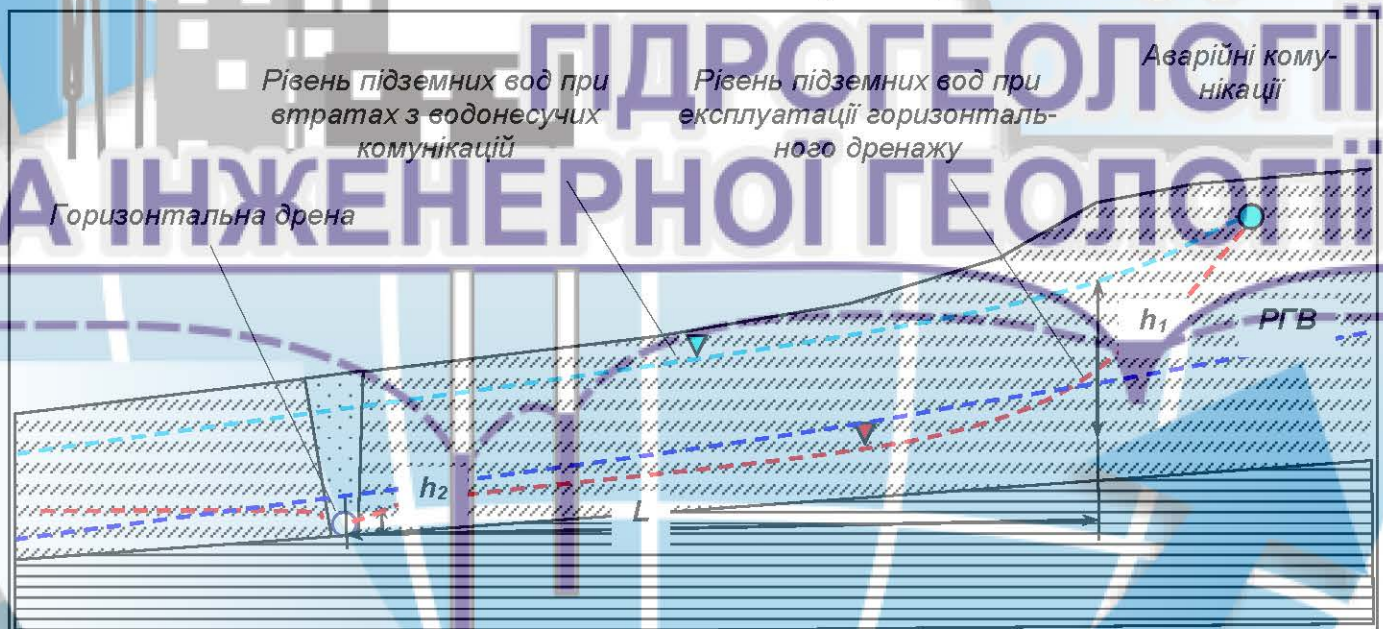


Рисунок 6.1 – Схема розташування горизонтальної дренажної системи на ділянці підйому рівня ґрунтових вод за рахунок втрат з аварійних комунікацій.

При горизонтальному заляганні водотрива питомий приток в досконалу дрениу наближено може бути визначений як водопріток в водозбірну галерею з одного боку.

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \quad (6.1)$$

Де: L - відстань від дрени до найближчого урізу річки, м;

h_1 і h_2 - потужності ґрунтового потоку в перерізі 1 і 2;

k - коефіцієнт фільтрації, м/сут

$$q = 0,1 \frac{121 - 4}{2 \times 100} = 0,059 \text{ м}^2 / \text{доб}$$

Згідно розмірам ділянки лесового схилу на якій потрібно виконати дренажне водозниження довжина горизонтальної дрени складатиме 250 м.

Сумарний водоприток в дренажну споруду буде підраховуватись по наступній залежності:

$$Q = q \times l \quad (6.2)$$

де: l – загальна довжина дрени;

Q - загальний водоприток в горизонтальну дренажну систему;

q - питомий водоприток, що розраховується на 1 погонний метр довжини дрени.

Таким чином загальний водоприток в горизонтальну дренажну систему

складе:

$$Q = 0,059 \times 250 = 14,63 \text{ м}^3 / \text{доб}$$

Ширину смуги впливу дренажу можна визначити за формулою Кусакіна або за формулою Лембке

$$R = \sqrt{\frac{3Hkt}{\mu}} \text{ м}, \quad (6.3)$$

де, t – час експлуатації дренажної системи в доб. ($t=365$ діб); μ - величина водовіддачі в част. од. ($\mu=0,07$).

$$R = 125,1 \text{ м}$$

Ординату кривої депресії від роботи горизонтальної дрени можна визначити за наступною залежністю:

$$y = \sqrt{h^2 + \frac{x}{R}(H^2 - h^2)}, \text{ м} \quad (6.4)$$


x - відстань від горизонталі заложення дрени до розрахункової точки де визначають y .

При X відповідно рівних:

$X_1=10$ м; $X_2=20$ м; $X_3=35$ м; $X_4=40$ м.

Значення ординат Y складатиме: 3,34, 4,67, 5,61 та 6,45 м.

Ефективність роботи горизонтального дренажу на розрахунковий період 365 діб, в межах необхідного контуру, забезпечує зниження рівня ґрунтових вод від 65 до 40 % відповідно. Що в свою чергу забезпечить необхідний коефіцієнт стійкості лесового масиву більше 1,1.



КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

Висновок

Інтенсивна забудова схилів складених лесовими породами правобережжя м. Дніпро, в місцях поширення глибоких яруг, і низький рівень прогнозування її негативних наслідків зумовили загострення проблеми розвитку таких небезпечних фізико-геологічних процесів і явищ як зсуви.

Основними факторами розвитку зсувних процесів в лесових породах регіону є геоморфологічні і геолого-гідрогеологічні особливості території, техногенний вплив на геологічне середовище, при визначальній ролі в їх активізації зміни водного балансу в бік збільшення приходної і зменшення витратної його частини.

Виникнення зсувних явищ яружно-балочної системи правобережжя обумовлено природними особливостями території, серед яких можна виділити наступні:

- наявність високих і крутих схилів (зсуви частіше розвиваються на схилах висотою від 8-10 м, крутизна яких більше 5°);
- лесовий складу схилових відкладень і властиві їм фізико-механічні особливості (ослаблення міцності внаслідок зміни їх фізичного стану при зволоженні поверхневими або підземними водами, розвиток явищ просідання і повзучості);
- кліматичні особливості території (зливовий характер опадів, часта зима відлига);
- наявність в основі лесового розрізу червоно-бурих глин, які є потенційною поверхнею ковзання.

Більше 90% виявлених зсувів глибоких яруг Дніпровського схилу спровоковані господарською діяльністю людини і лише 10% утворилися переважно під впливом природних факторів.

Основні причини утворення та активізації зсувних процесів на території розвитку лесових схилів, обумовлені господарською діяльністю людини. Серед них основними є:

- підрізування схилів балок і ярів при будівництві різних споруд;
- відсутність зливових систем і незадовільна організація поверхневого стоку;
- замочування схилу за рахунок втрат з водогінних комунікацій;
- неорганізована відсіпка ґрунтів, будівельного сміття, шлаку без інженерної підготовки території;
- неорганізований скид промислових стоків на схилах і в тальвеги балок і ярів;
- пригрузка схилів висотними будівлями і спорудами;
- динамічні вібрації автомобільних і залізничних магістралей.

В межах досліджуваної території товща ґрунтів, яка може бути задіяна при проведенні розрахунків стійкості схилу, до глибин 28.0м (в верхній частині схилу) до 1.5-2.0м (в днищі балки) за номенклатурними ознаками і властивостями, згідно ДСТУ Б В.2.1-2-96, розділена на 9-ть інженерно-геологічних елементів (ПЕ), у межах яких товща є статистично однорідною за складом й властивостями.

Оцінка стійкості схилу виконувалась за трьома методиками:

- метод круглоциліндричних поверхонь;
- розрахунок стійкості зсувного схилу по зафіксованій поверхні ковзання по методу, розробленому проф. Г.М. Шахунянцем,;
- оцінка стійкості схилу методом геомеханічного моделювання основана на методі кінцевих елементів.

Умови проведення розрахунків стійкості схилу:

а) існуючий рельєф досліджуваного схилу без навантаження від проектованої забудови в природному стані ґрунтів та при їх екстремальному замочуванні аварійними і постійними витокami з підземних водовмісних комунікацій з глибини 2.0м від денної поверхні (глибина залягання підземних комунікацій);

б) існуючий рельєф досліджуваного схилу з навантаженнями від перспективної проектованої забудови (три концепти 1-3) – 9 поверхів – 300кН/м², 16 поверхів – 400кН/м², 20 поверхів – 500кН/м².

Розрахунки виконані для ґрунтів у природному стані та при їх екстремальному замочуванні аварійними і постійними витокami з підземних водовмісних комунікацій з глибини 2.0м від денної поверхні - глибина залягання підземних комунікацій.

За отриманими при розрахунках значеннями коефіцієнтів стійкості (K_{st}) схилу встановлено:

- по профілю - без врахування додаткового навантаження на схил і в його природному стані ($K_{st}=3.72-1.64$) – стійкість схилу забезпечується, а при водонасиченні ґрунтів коефіцієнт стійкості знижується, але схил ще перебуває в стійкому стані ($K_{st}=3.47-1.58$), за виключенням найбільш крутої ділянки (площина ковзання №3) схил буде перебувати в гранично стійкому стані ($K_{st}=1.06$);

- по профілю з врахуванням додаткового навантаження від перспективної забудови 300кН/м^2 , 400кН/м^2 , 500кН/м^2 в природному стані схил стійкий ($K_{st}=2.99-1.44$), а при водонасиченні ґрунтів схилу коефіцієнт стійкості знижується до ($K_{st}=0.98-0.80$) – стійкість схилу не забезпечується.


За отриманими розрахунками видно, що при збільшенні додаткового навантаження від перспективної забудови (від 300кН/м^2 до 500кН/м^2) при умові повного водонасичення ґрунтів з глибини 2.0м від денної поверхні (встановлення водного балансу – глибина закладення підземних водовмісних комунікацій), досліджуваній схил в верхній його найбільш крутій ділянці буде знаходитись в нестійкому стані.

Тому для забезпечення необхідної стійкості схилу в межах глибокої яруги необхідно передбачити застосування горизонтального дренажу, що буде направленим на підтримку рівня ґрунтових вод в необхідному положенні.

Ефективність роботи горизонтального дренажу на розрахунковий період 365 діб, в межах необхідного контуру, забезпечує зниження рівня ґрунтових вод від 65 до 40 % відповідно. Що в свою чергу забезпечить необхідний коефіцієнт стійкості лесового масиву більше 1.1.

Для забезпечення ефективності та надійності експлуатації захисних заходів необхідне створення системи комплексних спостережень за поведінкою схилу, тобто постійно проводити інженерно-геологічні, гідрогеологічні та гео-

дезичні спостереження за динамікою ґрунтів, підземних вод та розвитком деструктивних процесів: ерозії, зсувів, суфозійних явищ, осідання земної поверхні тощо. З цією метою необхідно проводити моніторинг за станом схилу балки.



КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Ломтадзе В.Д. "Інженерна геологія. Інженерна геодинаміка". "Надра", 1977.
2. Ємельянова О. П. "Основні закономірності зсувних процесів". "Надра", 1972.
3. Рекомендації по кількісній оцінці стійкості зсувних процесів. М., 1984.
4. Основы гидрогеологических расчетов / Ф.М. Бочевер, И.В. Гармонов, А.В. Лебедев, В.М. Шестаков. –М.: Недра, 1969. – 357 с.
5. Справочное руководство гидрогеолога В.М. Максимов, В.Д. Бабушкин, Н.Н. Веригин и др. – Л.: Недра , 1979.- Т.И.-512 с.
6. ДСТУ Б В.2.1-4-96.Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості.
7. ДСТУ-Н.Б.В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія.
8. ДБН А.2.1-1:2008.Інженерні вишукування для будівництва.
9. ДБН В.2.1-10:2018.Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення.
10. ДБН В.1.1-45-2017.Будинки і споруди в складних інженерно-геологічних умовах.
11. ДБН В.1.1-46:2017.Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів.
12. "Звіт про інженерно-геологічні вишукування на об'єкті: "Реконструкція нежитлової будівлі під торгівельно-офісну будівлю по Запорізькому шосе, 11 у місті Дніпрі" (в двох книгах). Книга 1. ГП "ДнепроГИИТИЗ", 2020.