ЗОЦЕНКО МИКОЛА ЛЕОНІДОВИЧ
Доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри «Видобування нафти і газу та геотехніки» Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.
Основні напрямки наукової діяльності: вдосконалення технологій розрахунку основ будинків та конструкцій фундаментів.
Автор понад 300 наукових робіт
E-mail: slekfa@e-mail.pl.ua

ВЕЛИКОДНИЙ ЮРІЙ ЙОСИПОВИЧ
Кандидат технічних наук, професор Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.
Основні напрямки наукової діяльності: вдосконалення технологій розрахунку основ будинків та конструкцій фундаментів.
Автор понад 150 наукових робіт
E-mail: slekfa@e-mail.pl.ua

ТИТАРЕНКО ВОЛОДИМИР АНАТОЛІЙОВИЧ
Кандидат технічних наук, старший науковий співробітник Полтавської регіональної лабораторії Державного науково-дослідного інституту будівельних конструкцій.
Основні напрямки наукової діяльності: вдосконалення технологій розрахунку основ будинків та конструкцій фундаментів.
Автор понад 30 наукових робіт
E-mail: slekfa@e-mail.pl.ua

ЛАПІН МИКОЛА ІВАНОВИЧ
Аспірант кафедри «Видобування нафти і газу та геотехніки» Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.
Основні напрямки наукової діяльності: вдосконалення технологій розрахунку основ будинків та конструкцій фундаментів.
Автор понад 20 наукових робіт
E-mail: slekfa@e-mail.pl.ua

ЛАРЦЕВА ІРИНА ІГОРІВНА
Асистент кафедри «Видобування нафти і газу та геотехніки» Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.
Основні напрямки наукової діяльності: вдосконалення технологій розрахунку основ будинків та конструкцій фундаментів.
Автор 9 наукових робіт
E-mail: slekfa@e-mail.pl.ua

УДК 624.131.6

ДОСВІД СТАБІЛІЗАЦІЇ ЗСУВНИХ СХИЛІВ РІЧКОВИХ ДОЛИН

Ключові слова: стабілізація зсувів, досвід виконання робіт, дослідження стійкості, грунтова цементація.

Викладені результати дослідження стійкості ділянки схилу високого берега р. Дніпро, особливу увагу приділено підготовці вихідних даних для розрахунку. За допомогою метода скінчених елементів оцінено ефективність утримуючих споруд. Для зниження зсувного тиску використаний метод закріплення грунтів цементацією за бурозмішувальною технологією.

Изложены результаты исследований устойчивости участка склона высокого берега р. Днепр, особое внимание уделено подготовке исходных данных для расчета. С помощью метода конечных элементов оценена эффективность удерживающих сооружений. Для снижения оползневого давления использован метод закрепления грунтов цементацией по буросмесительной технологии.

The results of studies of the stability of site-specific slope of the high bank of the river Dnepr are shown; special attention is paid to the preparation of original data for calculation. With the finite element method the effectiveness of restraint equipment are evaluated. To reduce the landslide pressure method of the fixing soils by cementation with boring and mixing technology is used.

Басейн р. Дніпро характерний розвинутою річковою системою з високими берегами, а також ярами, на схилах яких діють зсувні процеси. На вказаній території постійно ведеться робота зі стабілізації схилів, досвід якої викладений нижче.

Ділянка схилу розташована на правому березі р. Дніпро – на відстані біля 330 м від бровки верхньої частини (плато) починається акваторія водосховища. Перепад абсолютних відміток складає біля 70 м. За своїм падінням схил умовно можливо розділити на дві ділянки. Верхня, що починається від бровки – крута. Перепад абсолютних відміток складає 16 м на 16-20 м горизонтальної проекції (тобто ухил досягає 45°). Друга ділянка схилу більш полога, перепад відміток складав біля 10 м на 50 м горизонтальної проекції, (ухил біля 10°). За класифікацією *ДБН В.1.1-3-97. «Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положен-*

ня» інженерно-геологічний тип схилу належить до схилів річкових долин, а саме до підтипу схилів річкової долини в пухких породах (верхня частина) і схил у глинах (нижня частина). На території схилу присутні дерева, які не мають чіткої вертикальної орієнтації, так званий „п'яний ліс", крім того є язики старих зсувів. За цими ознаками цей схил класифікується як зсувний (рис.1 і рис.2).

Інженерно-геологічні умови схилу представлені середньочетвертинними флювіогляціальними пісками, під якими залягають середньочетвертинні моренні важкі суглинки твердої та напівтвердої консистенції. Під суглинками знаходяться нижньочетвертинні бурі глини, що підстеляються строкатими глинами неогену морського походження. Під глинами залягають піски Полтавської і Харківської світ. Перераховані відклади відносяться до корінних і в природних умовах на схилах знаходяться в стійкому стані. Але при водонасичені ґрунтів, перенавантаженні схилу, його підрізанні, динамічному навантажені тощо можуть виникнути зсувні явища. Схил з поверхні перекритий насипними та делювіально-пролювіальними відкладами з високим рівнем ґрунтової води в середній та нижній частинах схилу. Інженерно-геологічний розріз І-І за падінням схилу наведений на рис.2.

В результаті проведення бурових робіт, вивчення архівних та фондових матеріалів встановлено таке нашарування ґрунтів (з поверхні плато):

ІГЕ-1 – Насипні ґрунти неоднорідні - глина, супісок, суглинок з включеннями піску, потужністю 1,2-8,0 м;

ІГЕ-2а – пісок жовто-сірий пилуватий, з прошарками дрібного, пухкий, насичений водою, потужністю 0,0-1,6 м;

ІГЕ-2 – пісок світло-сірий, жовто-сірий, пилуватий, середньої щільності, малого ступеня водонасичення, потужністю 0,0-5,2 м;

ІГЕ-3 – суглинки пилуваті, такі, що розмокають у воді, з тонкими прошарками піску, супіску, з включенням карбонатних конкрецій, тугопластичні (перевідкладені флювіогляціальні відклади), потужністю 0,6-3,8 м;

ІГЕ-4 – супіски пилуваті, такі, що розмокають у воді, з тонкими прошарками піску, пластичні, з включеннями дресви (перевідкладені флювіогляціальні відклади), потужністю 0,7-3,0 м.;

ІГЕ-5а – глини бурі, тверді і напівтверді, потужністю до 14,8 м;

ІГЕ-5 – глини строкаті напівтверді, потужністю до 11,0 м;

ІГЕ-6 – піски кварцові, дрібні, щільні, мало вологі, пройдені до абсолютної відмітки 134,8 м.

Гідрогеологічні умови території характеризуються наявністю постійного водоносного горизонту ґрунтового типу, водовміщуючими породами слугують природні і переукладені флювіогляціальні піски, супіски і насипні ґрунти. Водотривким шаром слугують важкі бурі та строкаті глини. Рівень ґрунтової води на період вишукувань складав 1,6 – 4,8 м. Живлення горизонту інфільтраційне, посилене витоками з водонесучих комунікацій. Розвантаження водоносного горизонту відбувається по схилу і фільтрується в піски Полтавської світи. Другий від поверхні постійний горизонт підземних вод приурочений до пісків Харківської світи. Він залягає на значній глибині і суттєвого впливу на інженерно-гідрогеологічні умови ділянки не створює.

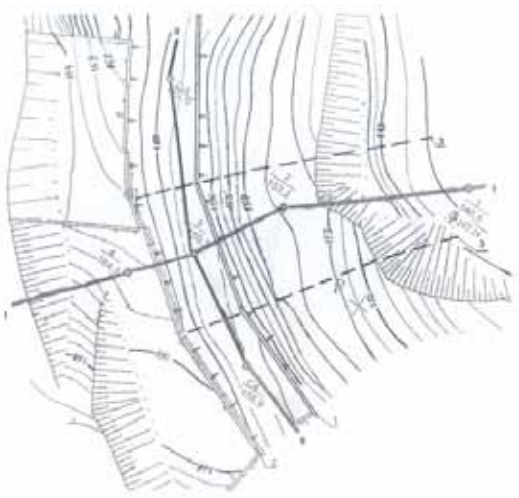


Рис. 1 Топографічна основа ділянки, яка розглядається

На схилах річних долин дослідники відмічають ділянки, у межах яких зсуви активізуються від невеликих змін стану грунтів. На інших ділянках, які безпосередньо знаходяться поблизу, зсувні процеси взагалі не проявляються. Відмічається, що лесові плато розрізані численними долинами малих річок, струмків, а також ярами та улоговинами. Формування цих утворень проходило протягом неогенового і продовжувалося у четвертинному періодах за рахунок геологічної діяльності струмків та малих річок. Русла цих річок та струмків прокладалися у бурих і строкатих глинах та суглинках, які у подальшому виконували роль водотриву. З часом, у льодовикові періоди і після них, почалися утворюватися піщані та пилуваті ґрунти. Ці ґрунти заповнили русла річок і струмків на плато (далі улоговини). В їх межах створилися особливі умови руху ґрунтових вод. Їх режим в улоговинах відрізнявся більшою швидкістю руху і, відповідно, негативним впливом води на ґрунти [1]. Один і той же інженерно-геологічний елемент на плато і в межах улоговин має різні характеристики. Показник консистенції змінюється від пластичного до текучого, а модуль деформації зменшується на порядок. Внаслідок таких перетворень ґрунти проявляють тиксотропні властивості. При зволоженні і дії динамічних навантажень вони проявляють властивості пливунів. Це явище проявляється переважно на схилах та в зоні не більше ніж 500 м від

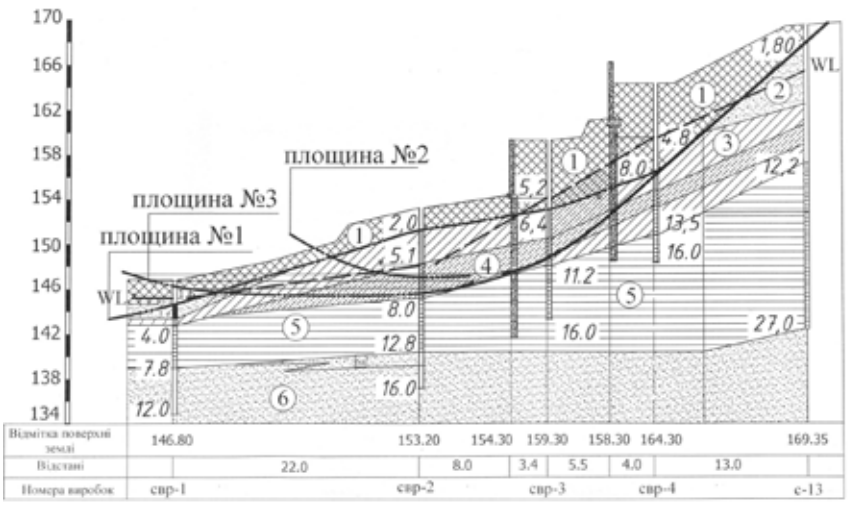


Рис. 2 Інженерно-геологічний розріз І-І за падінням схилу

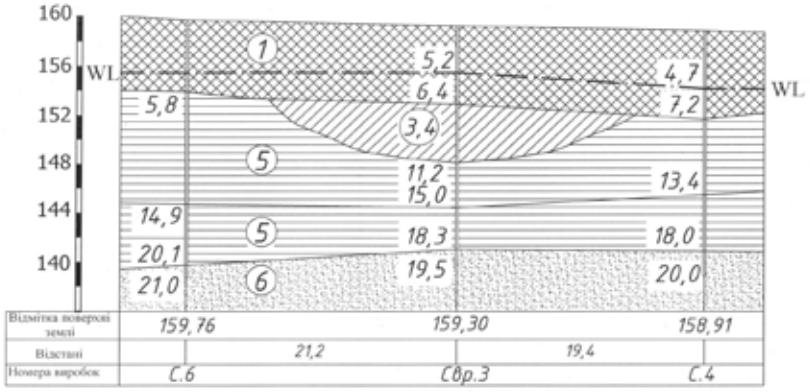


Рис. 3 Інженерно-геологічний розріз II-II за простяганням схилу

бровки схилу вглиб плато.

На розрізі II-II (рис.3), який позначений на рис.1 поперек схилу, виразно простежується улоговина глибиною по тальвегу до 5,0 м. На рис.1 межі улоговини позначені пунктирною лінією. Улоговина заповнена структурно нестійкими пилуватими супісками і суглинками з включеннями піску. Саме ця ділянка на схилі є найбільш небезпечною з точки зору розвитку зсувних процесів. Подальші розрахунки стійкості схилу будемо проводити саме для умов розрізу I-I, як найбільш несприятливих для ділянки, яка розглядається.

Навесні 2008 року розпочалося активне освоєння верхньої частини схилу, що було пов'язане із необхідністю зведення додаткових будівель і споруд. На межі верхньої і нижньої частин була зведена підпірна стінка 1 (див. рис. 1). Стінка складалася із трьох частин, розділених деформаційними швами. Висота стінки склала 5,0 м, товщина – 40-42 см. Стінка зведена на одному ряду буроін'єкційних паль довжиною 12,0 м, діаметром 630 мм, відстань між ними 1,6 м (в осях).

Влітку 2009 року на відстані 8,5 м від нижньої підпірної стінки після відповідного планування території підсипкою і підрізкою розпочалося зведення стіни 2 (див. рис. 1). Її конструкція аналогічна стінці № 1.

Підпірні стіни на момент обстеження (листопад 2009 р.) мають деформації і пошкодження, які можна класифікувати таким чином:

- відхилення від вертикальної осі, що складає від 9,0 см до 22 см. Фактично крен становить *i=0.018÷0.044.* Експлуатація стін при таких кренах значно збільшує моментні навантаження на палі;
- розкриття і розходження по вертикалі і горизонталі деформаційних швів між суміжними секціями. Розкриття деформаційних швів складає від 13 до 30 см, взаємні переміщення верху стін в горизонтальному напрямку досягає 60 см, в середньому 10-20 см; по вертикалі взаємні переміщення складають до 20 см.

Такі деформації однозначно свідчать про наявність зсувних процесів, які швидше за все проходять одночасно по декільком поверхням (рис. 2). Формування поверхні №1 пов'язане із самоущільненням при зволоженні неоднорідних насипних ґрунтів, що використовувалися при плануванні території.

Відбір зразків ґрунту непорушеної структури із ІГЕ-1 – насипні ґрунти неоднорідні - глина, супісок, суглинок з піском показав, що ґрунт цього шару ущільнений недостатньо (рис. 4). Його структура складається із окремих макроелементів глинистих грунтів природного стану навіть твердих, а між ними простежуються макропори, які частково заповнені супісками, що розмокають у воді. Кількість таких макропор складає 17-20% від загального об'єму укладеного грунту. При лабораторній обробці зручно брати проби у кільця із монолітної частини зразка. Тим самим механічні характеристики таких грунтів можуть бути необґрунтовано завищені. При зволоженні такі ґрунти розмокають за контактами між макроелементами. Модель такого грунту – це тверді мікроелементи діаметром до 100-150 мм, а контакти між ними взагалі представляють текучу масу. У цьому випадку тертя в грунті дорівнює нулю і в ньому може діяти навіть гідростатичний закон розподілу напружень. Саме цим явищем слід пояснити такий непередбачений тиск на залізобетонні підпірні стіни. Формування інших поверхонь ковзання пов'язане із безпосереднім сповзанням делювіальних мас по корінним породам. Навантаження в цьому випадку сприймають палі. Характер деформацій вказує на те, що довжина, крок паль глибина їх защемлення в корінних породах і відповідно несуча здатність на сприйняття зсувного тиску є недостатніми. Таким чином відбувається як одночасне переміщення і відхилення від вертикалі верху підпірних стін, так і сповзання або вивертання із корінних порід самих паль. Всі вказані дефекти свідчать про недостатню несучу здатність підпірних конструкцій і необхідність їх посилення.

Аналітично стан схилу з точки зору розвитку зсувних процесів можливо оцінити за допомогою коефіцієнта стійкості K_{st}, який являє собою відношення опору ґрунтового масиву зрушенню – R до зсувних зусиль – E. Опір ґрунтового масиву зрушенню для зсувного схилу визначається без урахування зчеплення грунтів в залежності від положення поверхні ковзання за методом притуленого укосу. Окреслення поверхонь ковзання показано на рис. 2. Перша площина ковзання №1проходить за контактом насипних грунтів і суглинків. Друга №2 – спочатку по контакту з суглинком (ІГЕ-3), потім пересікає суглинок (ІГЕ-3), проходить по супіску (ІГЕ-4) і виходить на поверхню між свердловинами СВР-1 та СВР-2. Третя №3 – в основному повторює розташування площини №2, але виходить на поверхню у районі свердловини С-1. У розрахунках був прийнятий рівень ґрунтових вод за даними інженерних вишукувань без урахування баражного ефекту від протизсувних споруд. Результати розрахунків стійкості схилу методом притуленого укосу наведені у табл. 1.

Рис. 4 Вигляд зразка грунту із шару ІГЕ-1

Таблиця 1

Значення коефіцієнтів стійкості і зсувних тисків

№ п/п	Площини ковзання	Коефіцієнт стійкості, K_{st}	Зсувний тиск, F, кН/м
1	№1	0,43	1005
2	№2	0,70	1530
3	№3	0,66	1145

За даними табл. 1 найбільш загрозливим є розвиток зсуву за поверхнею ковзання №1, де коефіцієнт стійкості схилу значно менший нормативного.

Звичайно оцінювання стійкості схилу разом із будівлями та спорудами проводиться за першою групою граничних станів, що не дає змоги виявити можливість виникнення і перевищення в конструкціях будівлі допустимих деформацій, їх нерівномірності та кренів у догранічній стадії роботи ґрунтового масиву.

Зараз для оцінювання НДС основ та фундаментів будівель і споруд на зсувонебезпечних територіях використовується феноменологічна модель ґрунту, яка враховує як геометричну, так і фізичну нелінійність роботи матеріалу. У цій моделі: фізико-механічні параметри ґрунтів визначаються за стандартними лабораторними методами, ґрунт вважається ізотропним та однорідним, прояви нелінійності містять пластичну деформацію при складному напруженому стані [2].

Умовам такої моделі ґрунту відповідає програмний комплекс Plaxis 8.2, який призначений для розрахунку деформацій та стійкості геотехнічних споруд методом скінченних елементів. Він дозволяє враховувати та змінювати складну геометрію основи та її шаруватість у процесі розрахунку, враховувати наявність та роботу утримуючих споруд, проводити поетапне навантаження основи власним тиском, вагою будівель та споруд, зручно переглядати результати розрахунку, зокрема деформовані схеми та можливі поверхні руйнування, встановлювати коефіцієнт стійкості, визначати зусилля в утримуючих спорудах тощо.

Достовірність рішень, отриманих в процесі розрахункового експерименту, забезпечується вибором розрахункової схеми, прийняттям вихідних фізико-механічних величин характеристик ґрунту, прогнозом змін РГВ тощо. При цьому всі вихідні параметри та характеристики приймаються із урахуванням усіх особливостей роботи системи "будівля – основа" при реальній чи прогнозованій ситуації. Зокрема, визначення характеристик міцності ґрунтів проводиться за методикою, яка забезпечує підготовку та дослідження зразків із фізичними характеристиками, що найбільш точно відповідають природним у ситуації, яка розглядається.

У постановці пружно-пластичної задачі прийняті наступні передумови:

- враховані прояви нелінійності містять пластичну деформацію формозміни при складному напруженому стані, безперешкодне деформування при роztязі, зсув по заданій поверхні;
- при складному напруженому стані (стиску зі зсувом) загальні деформації включають в себе лінійну (пружну) та пластичну (залишкову) частини, причому пластична складова деформацій виникає після досягнення напруженим станом границі міцності у відповідності з умовою Мора-Кулона для плоскої задачі.

Програма розрахунку Plaxis 8.2 дозволяє розглядати напружено-деформований стан системи при одночасному прикладанні всіх навантажень чи покроковому прикладанні. Може бути врахований вихідний напружений стан, який досягнутий системою до прикладання навантаження.

В розрахунках використовуються скінчені елементи у вигляді пружно-пластичних пластин трикутного перерізу. Компоненти напружень визначаються тільки в центрах континуальних скінчених елементів, що моделюють ґрунт, переміщення – в вузлах сітки.

Інформація, що вводиться, складається із наступних масивів вихідних даних:

- координати вузлів;
- в'язі (вузли із нульовими переміщеннями та вузли з рівними переміщеннями);
- опис навантажень (величина, напрямок та точки (вузли) до яких прикладається);
- опис скінчених елементів (номери вузлів, площі перерізів та моменти інерції стержнів; механічні характеристики ґрунтів; показники опору зрушенню та кут нахилу поверхні ковзання, природний та вихідний напружений стан);
- максимальна кількість циклів ітерацій.

На друк видаються наступні результати розрахунку:

- переміщення вузлів;
- компоненти напружень в центрах континуальних скінчених елементів;
- поздовжні, поперечні сили та моменти на кінцях стержневих елементів.

Особливістю методу, що розглядається, є виконання розрахунків за граничними станами обох груп на одній розрахунковій схемі при одній моделі ґрунту. Практично розрахунок може бути виконаний шляхом поетапного навантаження. Діючим навантаженням надається величина, яка відповідає розрахунку за граничними станами другої групи, потім сили збільшуються до розмірів розрахункових найбільш невигідних величин.

Центральним питанням розрахунку основ та ґрунтових споруд за граничними станами першої групи є оцінка можливості втрати міцності та стійкості внаслідок розвитку значних зрушень та допустимості пластичних деформацій ґрунту. Збіг ітераційного процесу, тобто вирішення, яке задовольняє всі встановлені вимоги (за допустимою нев'язкою), свідчить про отримання статичного напруженого стану, що виключає втрату міцності та стійкості.

Пружно-пластична задача, що розглядається, поставлена так, щоб властивості ґрунтового середовища, які враховуються в розрахунку, могли бути описані реально визначеними характеристиками. При підготуванні вихідних даних пружно-пластичного розрахунку необхідні шість основних параметрів кожного шару: питома вага γ, модуль деформації E, коефіцієнт Пуассона ν, кут внутрішнього тертя φ, питоме зчеплення c, параметр дилатансії.

Коефіцієнти надійності по ґрунту враховуються лише для параметрів γ, φ, c, E. При використанні середніх характеристик достатньо, щоб була забезпечена необхідна довірча вірогідність результатів розрахунку.

Розрахунок схилу проводиться за такою схемою, що передбачає зміну характеристик міцності грунту до тих пір, поки схил не перейде в стан граничної рівноваги. При такому підході коефіцієнт стійкості схилу визначається як відношення (1) вихідних характеристик міцності до їх граничних значень:

$$K_{st} = \frac{c + \sigma \operatorname{tg} \varphi}{c_r + \sigma \operatorname{tg} \varphi_r} \qquad (1)$$

де, c та φ – вихідні параметри міцності, σ – компонент нормального фактичного напруження, c_r та φ_r – параметри приведеної міцності, що необхідні для підтримки рівноваги. За цих передумов зчеплення та тангенс кута природного тертя приводяться в такій пропорції (2):

$$\frac{c}{c_к} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_r} = \sum M_{sf} \qquad (2)$$

Приведення параметрів міцності контролюється загальним множником ΣM_{sf}. Цей параметр змінюється при поетапному методі до тих пір, доки не відбудеться руйнування. Далі коефіцієнт безпеки визначається як ΣM_{sf} при руйнуванні, за умови, що при руйнуванні отримуємо більш-менш його постійне значення для числа послідовних етапів завантаження.

Розрахунки напружено-деформованого стану ґрунтового масиву схилу проведені для визначення стійкості схилу при різних конструктивних схемах його кріплення та встановлення необхідних заходів, що можуть запобігти небажаному впливу зсувних процесів.

На першому етапі розрахунок проводився за розрізом І-І як найбільш незручним з точки зору прояви зсувних явищ, той за яким були проведені додаткові інженерно-геологічні дослідження і розрахунки стійкості за методом притуленого укосу (рис. 5).

В результаті розрахункового експерименту встановлено, що за сучасним станом схилу його коефіцієнт стійкості складає K_{st} = 0,60; це означає, що схил знаходиться в аварійному стані. Ці дані достатньо близькі до результатів розрахунку стійкості схилу за методом притуленого укосу.

Для стабілізації схилу і забезпечення умов подальшої безаварійної його експлуатації слід використати такі заходи:

- значно збільшити стійкість існуючих підпірних стінок шляхом влаштування додаткових рядів буронабивних паль, об'єднання їх з існуючими палями залізобетонним ростверком та влаштування по ньому контрфорсів для підсилення залізобетонних частин підпірних стінок;
- для зменшення величини зсувного тиску на підпірні стіни використати метод закріплення ґрунту шляхом його цементації за бурозмішувальною технологією;
- для зменшення кількості паль у підпірних стінках використати похилі буронабивні палі, які слід влаштовувати під захистом глинистого розчину;
- так як влаштування додаткових паль і проведення підсилення ґрунту цементацією викличе так званий баражний ефект, який проявляється у піднятті рівня ґрунтових вод на схилі у зоні і вище розташування підпірних стін й ділянок закріплення; слід влаштувати систему дренажів так, щоб рівень ґрунтових вод не піднімався вище зафіксованого зараз рівня.

На наш погляд стабілізований тим чи іншим способом зсувний схил зостається зсувонебезпечним за своїми геоморфологічними ознаками. Тому, відповідно до ДБН В.1.1-3-97 „Інженерний захист територій, будинків та споруд від зсувів та обвалів. Основні положення" при оцінюванні стійкості зсувонебезпечних схилів слід враховувати структурне зчеплення ґрунту. Під структурним зчепленням дисперсного ґрунту розуміють жорсткі кристалізаційні незворотні зв'язки між твердими частинками. У водонасичених ґрунтах, особливо лесових, значення структурного зчеплення близьке до нуля.

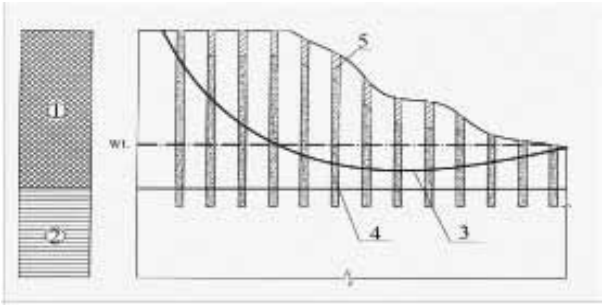


Рис. 6 Схема армування схилу: 1 – рухливі ґрунти, 2- корінні породи; 3- поверхня ковзання; 4 – ґрунтоцементний елемент (ГЦЕ); 5- частина свердловини заповнена місцевим ґрунтом

З метою збільшення величини структурного зчеплення для забезпечення стійкості схилів було запропоновано армувати ґрунти схилів, у межах вірогідного утворення поверхонь ковзань, шляхом улаштування ґрунтоцементних елементів за бурозмішувальною технологією [3]. За допомогою спеціального обладнання виконують розпушування ґрунту безпосередньо у масиві без його виймання. Одночасно у розпушений ґрунт нагнітається цементна суспензія та виконується перемішування й ущільнення ґрунтоцементної суміші. Після тужавіння суміші за всією товщиною слабкого шару утворюється міцний ґрунтоцементний матеріал, який не розмокає у водному середовищі. Такі елементи можливо утворювати і у водонасиченому ґрунті, тобто нижче рівня ґрунтових вод. Досліди, які було проведено у часі з визначення міцності ґрунтоцементу показали його зростання навіть через роки після виготовлення [4].

Принцип армування ґрунтів зсувонебезпечного схилу ілюстровано на рис. 6. Спеціальними дослідженнями встановлюється структурне зчеплення ґрунтоцементу [4]. Структурне зчеплення закріп-леного ґрунту встановлюється як середнє виважене між ґрунтом і ґрунтоцементом. Відстань між ґрунтоцемент-ними елементами ГЦЕ у плані встановлюється в залежності від необхідного значення структурного зчеплення ґрунту, що закріплюється.

Нижче у табл. 2 наведені результати послідовного розрахунку

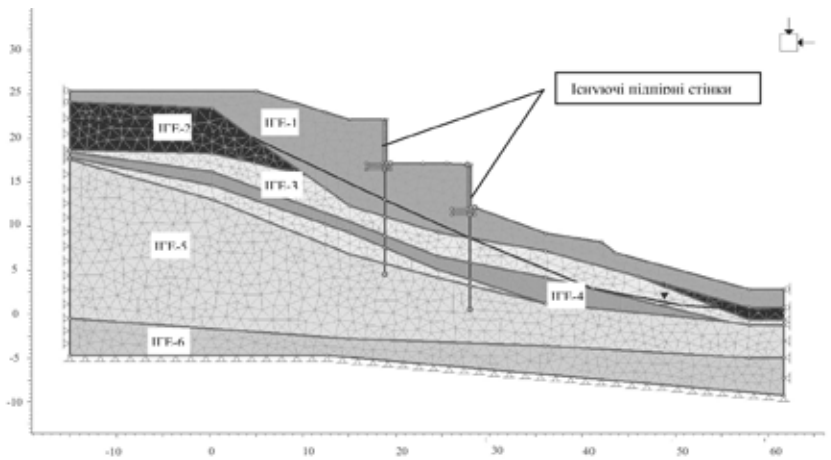
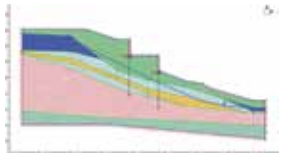
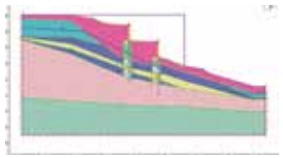
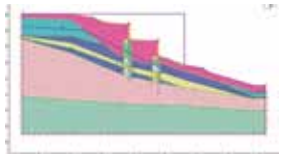
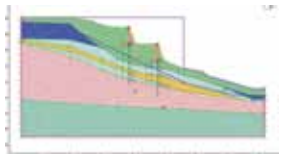
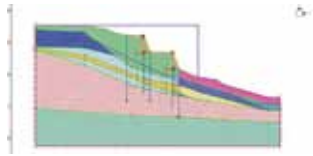
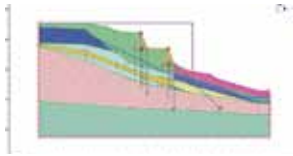


Рис. 5 Розрахункова схема схилу за розрізом І-І

Таблиця 2

Порівняльна таблиця засобів стабілізації схилу

Варіант кріплення	Схема перерізу з відповідними заходами захисту схилу	Описання заходів захисту	Додаткові горизонтальні деформації, Δl, см	Коефіцієнт стійкості схилу, Kst
1		Теперішній стан схилу, який характерний шаром насипного недоущільненого глинистого грунту товщиною 2-8 м, з двома підпірними стінками на буроін'єкційних палях Ø = 620 мм, довжиною 12 м	Верхня стінка – 62 см Нижня стінка – 43 см	0,64
2		Армування усіх шарів грунту до ІГЕ-5 ГЦЕ Ø = 500 мм за площею зсуву з чарункою 2х2 м для збільшення структурного зчеплення c_{st} =10 кПа	Верхня стінка – 28 см Нижня стінка – 25 см	1,01
3		Армування усіх шарів грунту до ІГЕ-5 ГЦЕ Ø = 500 мм за площею зсуву з чарункою 1,5х1,5 м для збільшення структурного зчеплення c_{st} =20 кПа	Верхня стінка – 24 см Нижня стінка – 20 см	1,15
4		Влаштування 2-х додаткових стінок з буронабивних паль Ø = 600 мм, довжиною по 13-17 м поруч з існуючими, що об'єднані між собою ростверком з контрфорсами, без армування грунту	Верхня стінка – 23 см Нижня стінка – 21 см	1,17
5		Влаштування 3-х додаткових стінок з паль (дві поруч з існуючими, з паль Ø = 600 мм, довжиною 13-17 м, одна зверху з паль довжиною 20 м), що об'єднані між собою, закріплення нижньої частини схилу до c_{st} =20 кПа	Верхня стінка – 12 см Нижня стінка – 11 см	1,21
6		Влаштування 2-х додаткових стінок з паль Ø= 600 мм, довжиною 13-17 м поруч з існуючими. В основі нижньої стінки влаштовані набивні палі Ø= 500 мм, довжиною 10 м під кутом 45°, закріплення нижньої частини схилу до c_{st} =20 кПа	Верхня стінка – 2 см Нижня стінка – 2 см	1,3

напружено-деформованого стану схилу. Послідовність розрахунку полягала у тому, що у розрахункову схему в певному порядку вводилися заходи із стабілізації схилу і визначалися коефіцієнт стійкості схилу та переміщення у його характерних точках.

Відповідно до ДБН В.1.1-3-97 для умов, які розглядаються, коефіцієнт стійкості схилу повинен бути не менш ніж Kst ≥ 1,2, а граничні горизонтальні деформації прийняті з умов надійної експлуатації залізобетонних елементів – набивних паль і залізобетонних підпірних стінок Δl 2 см. Цим умовам відповідають заходи, які враховані у шостому варіанті табл. 2:

- влаштування 2-х додаткових стінок з паль Ø = 600 мм, довжиною 13-17 м поруч з існуючими;
- в основі нижньої стінки влаштовані набивні палі Ø = 500 мм, довжиною 12 м під кутом 45^0;
- закріплення нижньої частини схилу цементацією за бурозмішувальною технологією, що забезпечує збільшення структурного зчеплення ґрунтів зсувної маси до cst =20 кПа.

Слід відмітити, що у конкретних умовах зсувного схилу палі утримуючих споруд слід виконувати тільки шляхом буріння свердловин під глинистим розчином з наступним встановленням арматурного каркасу на усю довжину свердловини і підводним бетонуванням за допомогою бетононасосу. Використання буроін'єкційних паль при наявності грунтів, які проявляють пливунні властивості; може сприяти виходу пливунів, внаслідок чого додатково послабиться схил. Подібне явище можливе і при використанні обсадної труби.

При влаштуванні буроін'єкційних паль маємо певні складності з встановленням арматурного каркасу за усією довжиною палі. Для палі, яка працює на горизонтальне навантаження, тобто на згин, важливо при влаштуванні чітко за проектом встановити арматуру.

Внаслідок того, що схил після виконання робіт з його стабілізації буде засаджений відповідними рослинами, при закріпленні ґрунту цементацією слід використати саме бурозмішувальний метод. Цей метод дозволяє провести закріплення ґрунту тільки в зоні розташування поверхні ковзання і залишити без цементації поверхневі шари схилу. При використанні струминевого методу цементації частина ґрунтоцементної суміші викидається на поверхню схилу. Це явище потребує додаткових робіт з утилізації цієї суміші.

ВИСНОВКИ:

На схилах річкових долин центральної України встановлені утворення, які мають назву улоговин. Улоговина – це стародавнє русло малих річок, струмків, ярів утворене поверхневими текучими водами у корінних породах плато з виходом у долину. У наступні геологічні періоди улоговини були заповнені еоловими, флювіогляціальними, делювіальними відкладами. Як елемент рельєфу таку улоговину можливо визначити лише у нижній частині схилу. З появою ґрунтових вод в улоговинах встановився їх особливий режим, відмінний від режиму плато швидкістю руху. Внаслідок цього явища ґрунти улоговин відрізняються від таких же ґрунтів плато більш низькими механічними характеристиками, їх консистенція близька до текучої, у той час як на плато нижче рівня ґрунтових вод вони щонайбільше м'якопластичні.

Такий стан четвертинних порід на схилі провокує першочергове виникнення зсувів саме у місцях розташування улоговин.

На конкретному прикладі розглянуто методику діагностики улоговинного зсуву. Напружено-деформований стан схилу проаналізовано за допомогою програмного комплексу Plaxis 8.2. При такому підході до розрахунку схилу крім коефіцієнту стійкості встановлені можливі переміщення утримуючих споруд.

Запропоновано цементувати рухливі ґрунти у межах зсувного схилу за бурозмішувальною технологією з метою підвищення їх механічних характеристик і, відповідно, прогнозованого зменшення зсувного тиску на утримуючі споруди.

Показано, що при роботі на схилах слід влаштовувати саме буронабивні палі під глинистим розчином. Така технологія влаштування буронабивних паль виключає виходи пливунів у свердловину, дозволяє встановити проектну арматуру за всією довжиною палі, що особливо важливо для паль, які сприймають горизонтальні і моментні навантаження.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Зоценко М.Л. Особливості оцінювання стійкості схилів Полтавського лесового плато / М.Л. Зоценко, Ю.Й. Великодний, О.В. Борт, С.В. Біда // Будівельні конструкції: Міжвід. наук-техн. зб. – К: НДІБК, 2008. – Вип.71. – Книга 2. – с.178-189.
2. Зоценко М.Л. Моделювання геотехнічних процесів при будівництві і реконструкції у стиснених умовах забудови / М.Л. Зоценко, О.В. Борт, О.О. Голов // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди. – Рівне: РДТУ. – Вип. 9. – 2003.
3. Великодний Ю. Й. Захист територій від зсувів: Навчальний посібник / Ю. Й. Великодний. – Полтава: ТОВ «Поліграфічний центр «Скайтек», 2006. – 116 с.
4. Ларцева І.І. Застосування цементації ґрунтів за бурозмішувальною технологією для закріплення зсувонебезпечних територій / І.І. Ларцева, А.М. Ягольник // Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта: Тезисы 68 Международ. науч.-практ. конф. – Д.: ДИИТ, 2008. – 203 с.